

27330/H/06



**TESIS**

**PENANGGULANGAN BANJIR KALI KEDURUS HILJR  
DENGAN MENGGUNAKAN MODEL MATEMATIKA**

Oleh :

**BAMBANG WINARTA  
3104 205 001**

RTS  
627.4  
Win  
P-1  

---

2006



PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	1-8-06
Terima Dari	H
No. Agenda Prp.	226283

**PROGRAM MAGISTER  
BIDANG KEAHLIAN MANAJEMEN DAN REKAYASA SUMBER AIR  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA  
2006**

**PENANGGULANGAN BANJIR KALI KEDURUS HILIR  
DENGAN MENGGUNAKAN MODEL MATEMATIKA**

**Tesis ini disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar  
Magister Teknik (MT)  
di  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya**

**Oleh :  
BAMBANG WINARTA  
3104 205 001**

**Tanggal Ujian : 20 Juli 2006  
Periode Wisuda : September 2006**

**Disetujui oleh Tim Penguji Tesis :**



**1. Ir. Anggrahini, MSc  
NIP.**

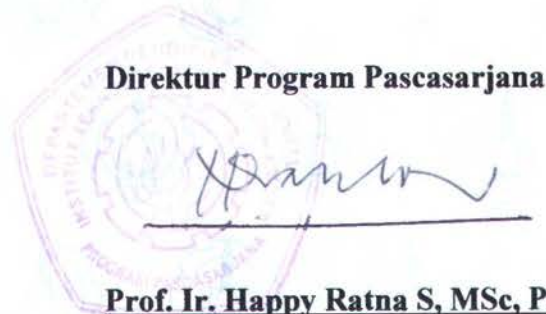
**2. Umboro Lasminto, ST, MSc  
NIP. 131 206 825**



**3. Dr. Ir. Edijatno  
NIP. 130 877 554**



**4. Ir. Wasis Wardoyo, MSc  
NIP. 131 651 253**



**Direktur Program Pascasarjana**

**Prof. Ir. Happy Ratna S, MSc, PhD  
NIP. 130 541 829**

## PENANGGULANGAN BANJIR KALI KEDURUS HILIR DENGAN MENGGUNAKAN MODEL MATEMATIKA

Oleh :  
Bambang Winarta  
3104 205 001

Dosen Pembimbing :  
Ir. Anggrahini, MSc  
Umboro Lasminto, ST, MSc

---

---

### ABSTRAK

Sistem Pematuan Kedurus merupakan salah satu sub-sistem pematuan dari 22 sub-sistem pematuan di Kota Surabaya. Oleh karena muara Kali Kedurus adalah Kali Surabaya maka sub-sistem Kedurus ini sangat dipengaruhi oleh elevasi permukaan air di Kali Surabaya yang dikendalikan oleh operasional Dam Jagir, Pintu Air Wonokromo dan Dam Gunungsari yang berada di Kali Surabaya. Untuk memenuhi pasokan air baku PDAM Ngagel sebesar  $\geq 6 \text{ m}^3/\text{dt}$  diperlukan elevasi + 3.20 pada duga Pintu Dam Jagir. Elevasi ini lebih tinggi daripada elevasi permukaan air Kali Kedurus sehingga sistem drainase Kedurus tidak bisa mengalirkan air ke Kali Surabaya dan akibatnya terjadi genangan seluas  $\pm 400 \text{ Ha}$  di Kecamatan Wiyung dan sekitarnya (*Surabaya Drainage Master Plan 2018, 2000*).

Oleh karena perbedaan kepentingan antara kontinuitas pemberian air untuk PDAM Ngagel sebesar  $\geq 6 \text{ m}^3/\text{dt}$  dan penanggulangan banjir sistem drainase Kedurus maka diperlukan suatu kajian untuk mendapatkan solusi antara dua kepentingan tersebut. Kajian dilakukan dengan menggunakan model matematika. Hasil analisa, model matematik satu dimensi Hec-Ras bisa diterapkan untuk Kali Kedurus dengan angka kekasaran Manning untuk P.0 – P.17 (bagian tebing : 0.017, *main channel* : 0.025), P.18 – P.48 (bagian tebing : 0.017, *main channel* : 0.025), P.49 – P.85 (bagian tebing : 0.033, *main chanel* : 0.033).

Dari simulasi Model Hec-Ras terkalibrasi untuk kondisi debit banjir rencana Kali Kedurus menunjukkan bahwa debit banjir puncak Kali Kedurus di muara sebesar  $49.14 \text{ m}^3/\text{dt}$  atau 59.5%  $Q_{20}$  (debit banjir rencana dengan periode ulang 20 tahun) Kali Kedurus ( $Q_{20}$  Kali Kedurus =  $82.531 \text{ m}^3/\text{dt}$ ). Selain itu, pada penampang P.56 – P.85 (terletak pada 5600 m – 8500 m dari muara di Kali Surabaya) mengalami peluapan. Dengan mempertimbangkan kapasitas Kali Surabaya dan Kali Kedurus, direncanakan debit banjir Kali Kedurus di muara sebesar 40%  $Q_{20}$  Kali Kedurus, alternatif yang dapat diambil adalah membuat kolam penampungan yang dapat menampung sebagian debit banjir dari Kali Kedurus Hulu sebelum masuk ke Kali Kedurus Hilir. *Output* Model Hec-Ras menunjukkan bahwa debit banjir puncak Kali Kedurus di muara sebesar  $35.40 \text{ m}^3/\text{dt}$  atau 42.89%  $Q_{20}$  Kali Kedurus dengan adanya kolam penampungan. Kondisi ini masih harus disertai normalisasi saluran dari P.78 – P.85 (terletak pada 7800 m – 8500 m dari muara di Kali Surabaya).

Kata kunci : Sistem pematuan Kedurus, Banjir, Model Hec-Ras, Kalibrasi,

Kolam penampungan

## **FLOOD PREVENTION OF KALI KEDURUS DOWNSTREAM BY USING MATHEMATICAL MODEL**

By :  
**Bambang Winarta**  
3104 205 001

Supervisors :  
**Ir. Anggrahini, MSc**  
**Umboro Lasminto, ST, MSc**

---

---

### **ABSTRACT**

Kedurus drainage system is one of the twenty two drainage sub-systems in Surabaya. As the downstream of Kali Kedurus is Kali Surabaya, it is significantly influenced by water level elevation of Kali Surabaya which is controlled by Jagir dam, Gunungsari dam and Wonokromo flood gate. To fulfill water supply of PDAM Ngagel amounting  $\geq 6 \text{ m}^3/\text{sec}$ , water level elevation + 3.20 on Jagir dam is badly needed. This elevation is higher than that of Kali Kedurus so that Kedurus drainage system is unable to discharge to Kali Surabaya. Consequently, the area of  $\pm 400$  hectares in Wiyung sub-district and its surroundings is flooded unavoidably (*Surabaya Drainage Master Plan 2018, 2000*).

The different need between the continuation of water supply for PDAM Ngagel  $\geq 6 \text{ m}^3/\text{sec}$  and Kedurus drainage system for flood prevention brings a serious problem. Therefore, a feasible study is required to be conducted to give best solution for the above need. The study is conducted by using mathematical model. And the result is that mathematical model of Hec-Ras one dimension can be applied for Kali Kedurus with Manning roughness for P.0 – P.17 (river bank: 0.017 main channel: 0.025), P.18 - P.48 (river bank: 0.017, main channel: 0.025), P.49 - P.85 (river bank: 0.033, main channel: 0.033).

From calibrated Hec-Ras simulation model for design flood condition of Kali Kedurus shows that peak flood discharge in downstream part is  $49.14 \text{ m}^3/\text{sec}$  or 59.5%  $Q_{20}$  (flood discharge with 20 years return period) Kali Kedurus ( $Q_{20}$  Kali Kedurus =  $82.531 \text{ m}^3/\text{sec}$ ). Besides that, overflow occurs on P.56 - P.85 (located at 5600 m – 8500 m from the outlet to Kali Surabaya). By making consideration of Kali Kedurus and Kali Surabaya capacities, it is planned to make Kali Kedurus flood discharge in downstream part 40%  $Q_{20}$ . Another way that can be taken is to make returning basin that will be able to accommodate some flood discharge from upstream part of Kali Kedurus before flowing down to Kali Kedurus downstream. The out-put of Hec-Ras model shows that flood peak discharge of Kali Kedurus in downstream part is  $35.40 \text{ m}^3/\text{sec}$  or 42.89%  $Q_{20}$  Kali Kedurus with returning basin. This condition must be accompanied by drainage normalization of Kali Kedurus from P.78 - P.85 (located at 7800 m – 8500 m from the outlet to Kali Surabaya).

**Key words :** Kedurus drainage system, Flood, Hec-Ras model, Calibration, Returning basin

## KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Alloh SWT yang telah memberikan rahmat dan karunia-Nya kepada saya untuk menyelesaikan tesis yang berjudul ***“Penanggulangan Banjir Kali Kedurus Hilir dengan Menggunakan Model Matematika”***.

Tesis ini merupakan salah satu syarat akademik bagi mahasiswa Program Magister, Bidang Keahlian Manajemen dan Rekayasa Sumber Air, Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dalam menyelesaikan jenjang S-2.

Dalam kesempatan ini saya ingin menyampaikan terima kasih kepada yang terhormat :

1. Ibu Ir. Anggrahini, MSc dan Umboro Lasminto, ST, MSc selaku pembimbing utama dan pembimbing pendamping,
2. Bapak Dr. Ir. Edijatno selaku dosen wali dan Ketua Bidang Keahlian Manajemen dan Rekayasa Sumber Air (MRSA),
3. Bapak Ir. Wasis Wardoyo, MSc yang telah banyak membantu dan memberikan kontribusi ilmu di bidang model matematika,
4. Seluruh keluarga yang senantiasa menemani dalam doa dan cinta,
5. M. Sugianto A, M. Basthoni A, Pak Tasio yang telah banyak membantu dalam pencatatan data di lapangan,
6. Teman-teman mahasiswa Program Pascasarjana Jurusan Teknik Sipil, FTSP, ITS Surabaya.

Saya menyadari bahwa tesis ini masih jauh dari sempurna, saya sangat mengharap saran, kritik dan koreksi guna perbaikan kajian ini. Akhir kata semoga tesis ini dapat bermanfaat bagi penulis pada khususnya dan pembaca pada umumnya.

Terima Kasih.

Surabaya, 20 Juli 2006

Bambang Winarta

## DAFTAR ISI

Halaman Judul		
Lembar Pengesahan		
Abstrak		
Abstract		
Kata Pengantar	i	
Daftar Isi	ii	
Daftar Gambar	v	
Daftar Tabel	viii	
Daftar Lampiran	x	
<b>BAB I</b>	<b>PENDAHULUAN</b>	1
1.1	Latar Belakang	1
1.2	Permasalahan	2
1.3	Tujuan Penelitian	2
1.4	Batasan Permasalahan dan Pembahasan	3
1.5	Manfaat Penelitian	3
<b>BAB II</b>	<b>TINJAUAN PUSTAKA</b>	11
2.1	Persamaan Aliran Tidak Permanen Satu Dimensi	11
2.2	Konservasi Massa Aliran Saluran Terbuka	12
2.3	Konservasi Momentum Aliran Saluran Terbuka	13
2.4	Diskritisasi Keadaan Alam	18
2.5	Skema Empat Titik Preissmann	19
2.6	Persamaan Dasar dan Persamaan Kerja	20
	2.6.1 Persamaan Dasar Aliran Tak Tetap Satu Dimensi	20
	2.6.2 Persamaan Kerja Beda Hingga	20
2.7	Metode Sapuan Ganda	23
2.8	Pemodelan Matematik Metode Kenaikan Terhingga / Metode Thomas	26

2.9	Perhitungan Angka Kekasaran Manning Komposit	28
2.10	Performa Model	34
2.11	Teori HEC-RAS	
2.11.1	Aliran Tetap	34
2.11.2	Aliran Tidak Tetap	37
2.11.3	Aplikasi Persamaan Aliran Tidak Tetap dengan HEC-RAS	41
2.12	<i>Reservoir Routing</i>	50
2.13	Debit Pelimpah	51
2.14	Hidrograf Satuan Tak Berdimensi	52
2.15	Metode Rasional	53
2.16	Perencanaan Saluran	54
2.16.1	Elemen Geometri	54
2.16.2	Kemiringan Saluran	57
2.16.3	Tinggi Jagaan ( <i>Freeboard</i> )	58
2.16.4	Kecepatan Minimum yang Diijinkan	59
2.16.5	Kecepatan Maksimum yang diijinkan	59
2.17	Stabilitas Numerik	59
<b>BAB III</b>	<b>METODOLOGI PENELITIAN</b>	61
3.1	Lokasi Studi	61
3.2	Metode Penelitian	61
3.2.1	Studi Literatur	61
3.2.2	Pengumpulan Data dan Survei Lapangan	61
3.2.3	Pemodelan Matematika	62
3.2.4	Kalibrasi dan Modifikasi Model	62
3.2.5	Aplikasi dan Simulasi Model	62
3.3	Diagram Alir Penelitian	64
<b>BAB IV</b>	<b>ANALISA DAN PEMBAHASAN</b>	65
4.1	Skematisasi dan Diskritisasi Keadaan	65
4.2	Data Pencatatan	66
4.3	Pemodelan Matematik Hec-Ras	70

4.3.1	Perhitungan Angka Kekasaran Manning Komposit	71
4.3.2	Pemrograman Hec-Ras	72
4.3.3	Performa Model	76
4.4	Pemodelan Matematik Metode Kenaikan Terhingga / Metode Thomas	85
4.5	Penentuan Model untuk Simulasi	91
4.5.1	Perhitungan Hujan Rencana	91
4.5.2	Perhitungan Debit Banjir Rencana	93
4.6	Skema Perencanaan Kali Kedurus Hilir	105
4.6.1	Simulasi Banjir Kali Kedurus dengan Model Hec-Ras	105
4.7	Alternatif Penanggulangan Banjir Kali Kedurus Hilir	106
4.7.1	Perencanaan Pelimpah Kolam Penampungan	108
4.7.2	<i>Routing</i> Kolam Penampungan	110
4.7.3	Simulasi Banjir Kali Kedurus dengan Kolam Penampungan	111
4.7.4	Perencanaan Normalisasi Saluran P.78 –P.85	114
<b>BAB V</b>	<b>KESIMPULAN DAN SARAN</b>	116
	<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	119
	<b>LAMPIRAN</b>	120



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Drainase Kota Surabaya	4
Gambar 1.2	Skema Kali Surabaya	5
Gambar 1.3	Lokasi banjir / genangan di wilayah sistem drainase Kedurus	8
Gambar 1.4	Sistem drainase Kedurus	9
Gambar 1.5	Sistem drainase Kali Kedurus beserta anak-anak sungainya	10
Gambar 2.1	<i>Volume</i> kontrol untuk penjabaran persamaan kontinuitas	12
Gambar 2.2	Gaya-gaya yang bekerja pada sebuah <i>volume</i> kontrol	14
Gambar 2.3	Tampang lintang <i>volume</i> kontrol	16
Gambar 2.4	Gaya-gaya hidrostatika dan gaya dinding saluran	17
Gambar 2.5	Situasi sebuah sungai dengan titik hitungan	18
Gambar 2.6	Kisi beda hingga ruang (x) dan waktu (t)	19
Gambar 2.7	Bagan alir metode sapuan ganda	25
Gambar 2.8	Skema metode kenaikan terhingga / Metode Thomas	27
Gambar 2.9	Persamaan energi	35
Gambar 2.10	Metode pembagian untuk penentuan faktor hantaran	36
Gambar 2.11	<i>Volume</i> kontrol untuk penentuan persamaan kontinuitas dan momentum	37
Gambar 2.12	Ilustrasi gaya tekan	39
Gambar 2.13	Tipe beda hingga	42
Gambar 2.14	Hubungan tinggi tekan dengan debit untuk pelimpah standar WES	52
Gambar 2.15	Hidrograf satuan tak berdimensi SCS	53
Gambar 3.1	Lokasi studi penelitian	63
Gambar 3.2	Diagram alir penelitian	64
Gambar 4.1	Hasil diskritisasi Kali Kedurus	65
Gambar 4.2	Penampang melintang P.0	72
Gambar 4.3	Hasil kalibrasi ketinggian muka P.23 (Kondisi : n minimum)	73
Gambar 4.4	Hasil kalibrasi debit aliran P.85 (Kondisi : n minimum)	73
Gambar 4.5	Hasil kalibrasi ketinggian muka P.23 (Kondisi : n normal)	74
Gambar 4.6	Hasil kalibrasi debit aliran P.85 (Kondisi : n normal)	74

Gambar 4.7	Hasil kalibrasi ketinggian muka P.23 (Kondisi : n maksimum)	75
Gambar 4.8	Hasil kalibrasi debit aliran P.85 (Kondisi : n maksimum)	75
Gambar 4.9	Hasil RMSE kalibrasi kedalaman muka air P.23 dan debit aliran P.85 untuk berbagai angka kekasaran Manning	85
Gambar 4.10	Hasil Model Hec-Ras dan Metode Thomas untuk P.84 (Kondisi <i>Flow Hydrograph</i> )	89
Gambar 4.11	Hasil Model Hec-Ras dan Metode Thomas untuk P.83 (Kondisi <i>Flow Hydrograph</i> )	91
Gambar 4.12	Hidrograf banjir Q-20 Kali Kedurus	93
Gambar 4.13	Hidrograf banjir Q-20 Kali Kedurus Hulu	94
Gambar 4.14	Hidrograf banjir Q-5 Kali Lidah Kulon	95
Gambar 4.15	Hidrograf banjir Q-5 Kali Babatan	96
Gambar 4.16	Hidrograf banjir Q-5 Kali Wiyung	97
Gambar 4.17	Hidrograf banjir Q-20 <i>Side Drain</i> Kiri <i>Up-Stream</i>	98
Gambar 4.18	Hidrograf banjir Q-20 <i>Side Drain</i> Kiri <i>Mid-Stream</i> bawah	99
Gambar 4.19	Hidrograf banjir Q-20 <i>Side Drain</i> Kiri <i>Down-Stream</i>	100
Gambar 4.20	Hidrograf banjir Q-20 <i>Side Drain</i> Kanan <i>Up-Stream</i>	101
Gambar 4.21	Hidrograf banjir Q-20 <i>Side Drain</i> Kanan <i>Mid-Stream</i>	102
Gambar 4.22	Hidrograf banjir Q-20 <i>Side Drain</i> Kanan <i>Down-Stream</i>	103
Gambar 4.23	Hidrograf banjir Q-5 Saluran Kebraon Manis	104
Gambar 4.24	Skema perencanaan Kali Kedurus Hilir	105
Gambar 4.25	Profil muka air banjir Kali Kedurus	106
Gambar 4.26	Rencana sistem pematuan Kedurus	107
Gambar 4.27	Skema perencanaan Kali Kedurus dengan kolam penampungan	108
Gambar 4.28	Rencana <i>outlet</i> kolam penampungan	109
Gambar 4.29	Debit banjir Kali Kedurus Hulu dengan adanya kolam penampungan	111
Gambar 4.30	Profil muka air banjir Kali Kedurus dengan adanya kolam penampungan 24 ha yang dilengkapi <i>outlet</i> berbentuk pelimpah	112

Gambar 4.31	Profil muka air banjir Kali Kedurus dengan adanya kolam penampungan 24 ha yang dilengkapi <i>outlet</i> berbentuk pintu air aliran bawah	113
Gambar 4.32	Profil muka air banjir Kali Kedurus dengan adanya kolam penampungan 18 ha yang dilengkapi <i>outlet</i> berbentuk pintu air aliran bawah	114

## DAFTAR TABEL

Tabel 1.1	Elevasi muka air di bangunan-bangunan utama	6
Tabel 1.2	Daftar karakteristik genangan sistem pematusan Kedurus	7
Tabel 2.1	Nilai koefisien kekasaran $n$	29
Tabel 2.2	Pendekatan beda hingga untuk persamaan kontinuitas	46
Tabel 2.3	Pendekatan beda hingga untuk persamaan momentum	46
Tabel 2.4	Koefisien untuk persamaan kontinuitas	47
Tabel 2.5	Koefisien untuk persamaan momentum	47
Tabel 2.6	Harga koefisien pengaliran	54
Tabel 2.7	Unsur-unsur geometris penampang saluran	56
Tabel 2.8	Kemiringan minimum tebing saluran untuk berbagai jenis tanah (Standar Perencanaan Irigasi Departemen Pekerjaan Umum)	57
Tabel 2.9	Kemiringan tebing minimum untuk saluran timbunan dipadatkan dengan baik (Standar Perencanaan Irigasi D P U)	58
Tabel 2.10	Tinggi jagaan minimum untuk saluran dari tanah dan pasangan	58
Tabel 2.11	Kecepatan maksimum yang diijinkan menurut Fortier dan Scobey	60
Tabel 4.1	Data pencatatan kedalaman aliran pada Patok 0	66
Tabel 4.2	Data pencatatan kedalaman aliran pada Patok 23	68
Tabel 4.3	Data pencatatan kedalaman aliran pada Patok 85	69
Tabel 4.4	Hasil Model Hec-Ras untuk kedalaman muka air pada P.23 (Kondisi : $n$ minimum)	76
Tabel 4.5	Hasil Model Hec-Ras untuk debit aliran pada P.85 (Kondisi : $n$ minimum)	77
Tabel 4.6	Hasil Model Hec-Ras untuk kedalaman muka air pada P.23 (Kondisi : $n$ normal)	79
Tabel 4.7	Hasil Model Hec-Ras untuk debit aliran pada P.85 (Kondisi : $n$ normal)	80
Tabel 4.8	Hasil Model Hec-Ras untuk kedalaman muka air pada P.23 (Kondisi : $n$ maksimum)	82

Tabel 4.9	Hasil Model Hec-Ras untuk debit aliran pada P.85 (Kondisi : n maksimum)	83
Tabel 4.10	Hasil perhitungan debit aliran Metode Thomas dan Hec-Ras P.84	87
Tabel 4.11	Hasil perhitungan debit aliran Metode Thomas dan Hec-Ras P.83	89
Tabel 4.12	Perhitungan hujan rencana dengan berbagai distribusi Stasiun Gunungsari, Kebon Agung, Simo, Kandangan, Gubeng, Keputih dan Larangan	92
Tabel 4.13	Perhitungan distribusi hujan	92
Tabel 4.14	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional (Kali Kedurus)	93
Tabel 4.15	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional (Kali Kedurus Hulu)	94
Tabel 4.16	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional (Kali Lidah Kulon)	95
Tabel 4.17	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional (Kali Babatan)	96
Tabel 4.18	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional (Kali Wiyung)	97
Tabel 4.19	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional ( <i>Side Drain Kiri Up-Stream</i> )	98
Tabel 4.20	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional ( <i>Side Drain Kiri Mid-Stream</i> bawah)	99
Tabel 4.21	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional ( <i>Side Drain Kiri Down-Stream</i> )	100
Tabel 4.22	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional ( <i>Side Drain Kanan Up-Stream</i> )	101
Tabel 4.23	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional ( <i>Side Drain Kanan Mid-Stream</i> )	102
Tabel 4.24	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional ( <i>Side Drain Kanan Down-Stream</i> )	103
Tabel 4.25	Hasil perhitungan debit banjir Metode Rasional (Saluran Kebraon Manis)	104
Tabel 4.26	<i>Routing reservoir</i> (Modified Pul's Method)	110

## DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Analisa <i>output</i> Model Hec-Ras Kondisi Debit Banjir Rencana	120
Lampiran 2	Analisa <i>output</i> Model Hec-Ras Kondisi Debit Banjir Rencana dengan Kolam Penampungan 24 ha dan Dilengkapi <i>Outlet</i> Berbentuk Pelimpah	123
Lampiran 3	Analisa <i>output</i> Model Hec-Ras Kondisi Debit Banjir Rencana dengan Kolam Penampungan 24 ha dan Dilengkapi <i>Outlet</i> Berbentuk Pintu Air Aliran Bawah	126
Lampiran 4	Analisa <i>output</i> Model Hec-Ras Kondisi Debit Banjir Rencana dengan Kolam Penampungan 18 ha dan Dilengkapi <i>Outlet</i> Berbentuk Pintu Air Aliran Bawah	129
Lampiran 5	Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana	132
Lampiran 6	Normalisasi Saluran P.78 – P.85	139
Lampiran 7	Pencatatan Debit Air di Kali Surabaya	141



# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Sistem pematusan Kali Kedurus merupakan salah satu sub-sistem pematusan dari 22 sub-sistem pematusan di Kota Surabaya. Oleh karena muara dari Kali Kedurus adalah Kali Surabaya maka sub-sistem Kali Kedurus ini sangat dipengaruhi oleh elevasi permukaan air di Kali Surabaya. Di sepanjang Kali Surabaya terdapat bangunan-bangunan utama yang berfungsi selain pengendali banjir juga pemasok air baku. Pengoperasian pada musim kemarau bertujuan menjamin pasokan air baku untuk air minum dan industri dan penggelontoran kota sedangkan pada musim hujan berfungsi sebagai bangunan pengendali banjir. Bangunan-bangunan utama tersebut adalah Pintu Mlirip, AWLR Pening, Dam Gunungsari, Pintu Air Wonokromo, Dam Gubeng dan Dam Jagir. Pada musim kemarau dan musim hujan, bangunan-bangunan utama terus-menerus dioperasikan karena harus menjaga elevasi muka air pada duga yang telah ditentukan seperti tertera pada Tabel 1.1.

Berdasarkan yang data tertera pada Tabel 1.1 bahwa untuk memenuhi pasokan air baku PDAM Ngagel sebesar  $\geq 6 \text{ m}^3/\text{dt}$  diperlukan elevasi + 3.20 pada duga Pintu Dam Jagir. Elevasi ini lebih tinggi daripada elevasi permukaan air Kali Kedurus sehingga Sistem Drainase Kedurus tidak bisa mengalirkan air ke Kali Surabaya dan akibatnya terjadi genangan seluas  $\pm 400$  Ha di Kecamatan Wiyung dan sekitarnya (*Surabaya Drainage Master Plan 2018, 2000*). Saat ini tinggi dan durasi genangan di sistem drainase Kedurus masih diatas ketentuan yakni 10 cm untuk tinggi genangan dengan durasi maksimum 60 menit.

Oleh karena perbedaan kepentingan antara kontinuitas pemberian air untuk PDAM Ngagel dan pengendalian banjir maka diperlukan suatu penelitian atau pengkajian untuk mendapatkan salah satu alternatif penanggulangan banjir Sistem Drainase Kedurus dengan tetap memenuhi kepentingan pemenuhan pasokan air baku PDAM Ngagel sebesar  $\geq 6 \text{ m}^3/\text{dt}$ .

Dalam penelitian ini akan dilakukan pengkajian bagaimana usaha penanggulangan banjir Sistem Drainase Kedurus Hilir dengan judul "*Penanggulangan Banjir Kali Kedurus Hilir Dengan Menggunakan Model Matematika*". Penelitian ini dilakukan dengan membuat suatu simulasi model matematika dengan mempergunakan program aplikasi HEC-RAS.

## 1.2 Permasalahan

Untuk memenuhi pasokan air baku PDAM Ngagel sebesar  $\geq 6 \text{ m}^3/\text{dt}$  diperlukan elevasi + 3.20 pada duga Pintu Dam Jagir. Elevasi ini lebih tinggi daripada elevasi permukaan air Kali Kedurus sehingga Sistem Drainase Kedurus tidak bisa mengalirkan air ke Kali Surabaya dan akibatnya terjadi genangan seluas  $\pm 400 \text{ Ha}$  di Kecamatan Wiyung dan sekitarnya. Penelitian ini difokuskan pada :

- a. Apakah perencanaan pengendali aliran Kali Kedurus dapat dilakukan dengan model matematika 1 dimensi.
- b. Bagaimana model matematika 1 dimensi yang sesuai untuk Kali Kedurus.
- c. Bagaimana usaha penanggulangan banjir Kali Kedurus dengan menggunakan model matematika yang diperoleh pada butir b.

## 1.3 Tujuan Penelitian

Penelitian ini bertujuan untuk :

- a. Melakukan analisa model matematika 1 dimensi untuk perencanaan pengendali aliran Kali Kedurus.
- b. Membangun model matematika 1 dimensi yang sesuai untuk Kali Kedurus.
- c. Melakukan kajian salah satu alternatif penanggulangan banjir Kali Kedurus dengan menggunakan model matematika yang diperoleh pada butir b.



#### 1.4 Batasan Permasalahan dan Pembahasan

- a. Sistem Drainase Kedurus yang dimaksud dalam penelitian ini adalah Kali Kedurus hilir yang panjangnya  $\pm 8.5$  km dari muara di Kali Surabaya.
- b. Penanggulangan banjir Kali Kedurus yang dimaksud dalam penelitian ini adalah penanggulangan banjir di sekitar Kali Kedurus.

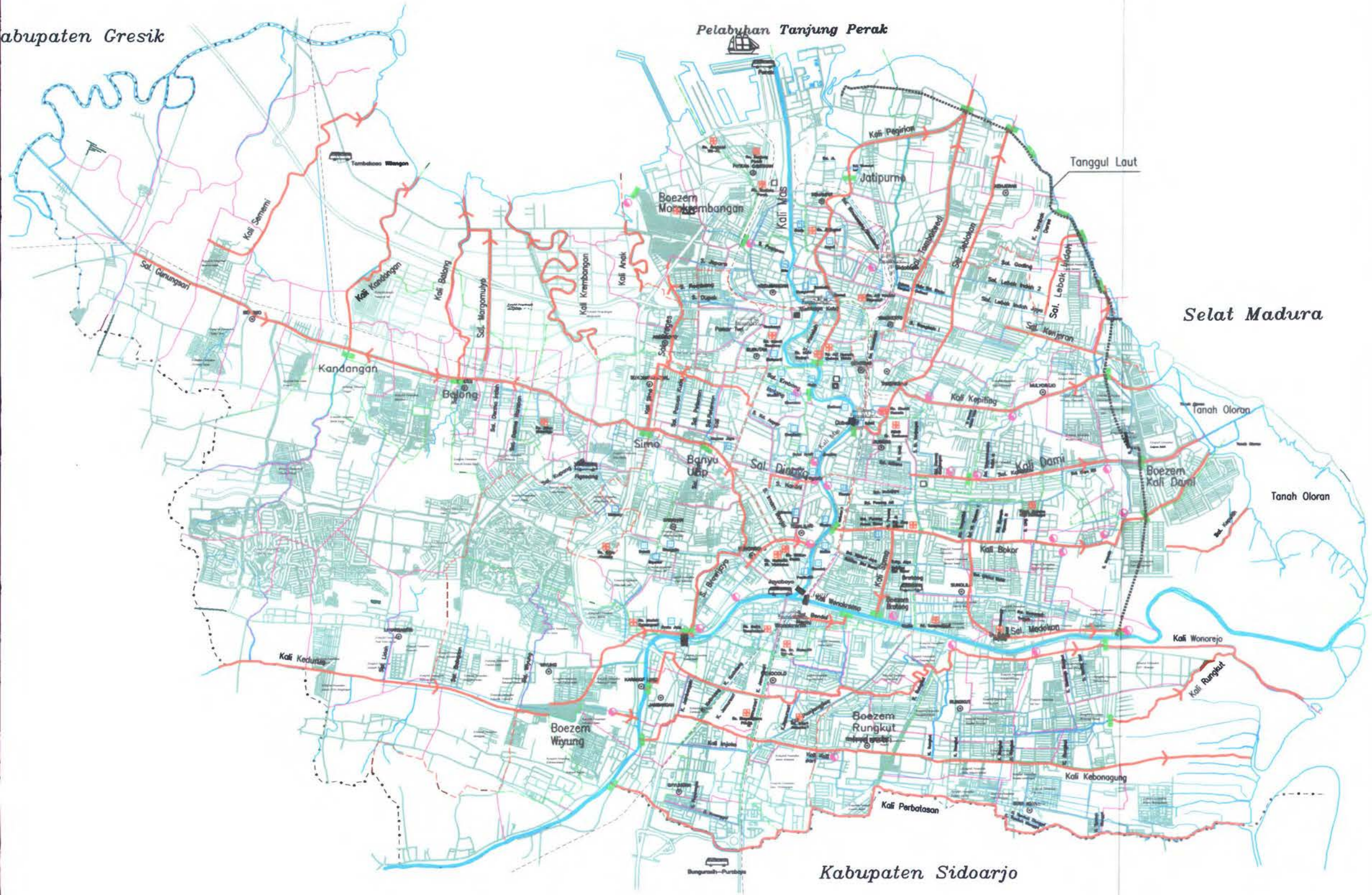
#### 1.5 Manfaat Penelitian

Muara Kali Kedurus adalah Kali Surabaya sehingga sub-sistem Kali Kedurus ini sangat dipengaruhi oleh aliran di Kali Surabaya yang dikendalikan oleh operasional Dam Jagir, Pintu Air Wonokromo dan Dam Gunungsari. Selain itu Kali Surabaya digunakan untuk menjamin pasokan air baku PDAM Ngagel sebesar  $\geq 6$  m<sup>3</sup>/dt, untuk keperluan ini Dam Jagir harus dipertahankan pada duga elevasi tertentu. Akibatnya Sistem Drainase Kedurus terganggu dalam mengalirkan airnya ke Kali Surabaya.

Hasil penelitian tentang "*Penanggulangan Banjir Kali Kedurus Hilir Dengan Menggunakan Model Matematika*" yang diperoleh diharapkan menjadi masukan dalam upaya penanggulangan banjir Sistem Drainase Kedurus khususnya sepanjang Kali Kedurus Hilir.

Kabupaten Gresik

Pelabuhan Tanjung Perak



PASCASARJANA  
 BIDANG KEAHLIAN MRSA  
 JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 ITS SURABAYA

KETERANGAN GAMBAR

- Saluran Primer
- Saluran Sekunder
- Tanggul Laut
- Dam
- Pintu Air
- Rumah Pompa
- Waduk/Boezem
- + Rumah Sakit
- H Hotel
- T Terminal
- Stasiun K.A
- Pelabuhan Laut

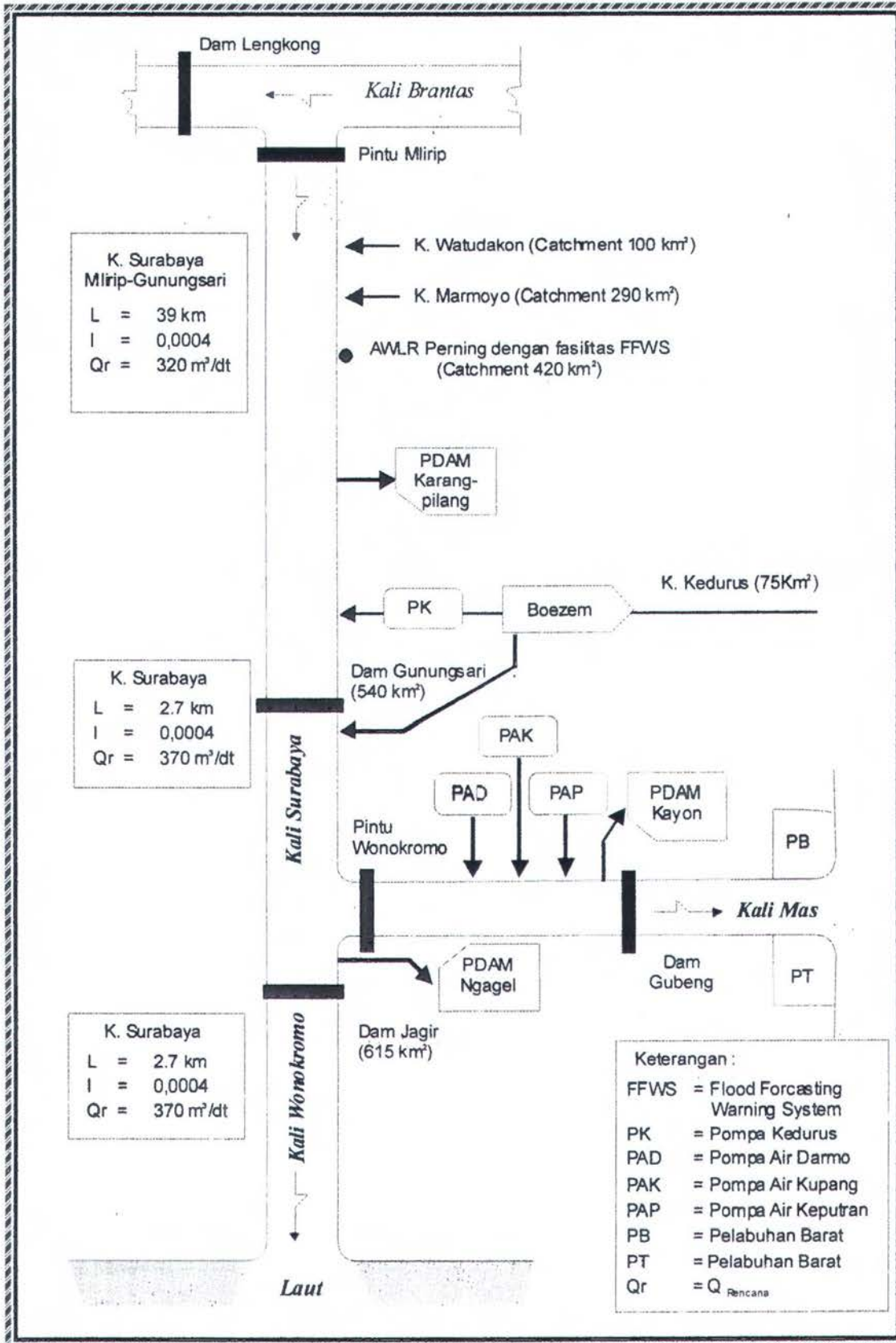
NAMA GAMBAR

GAMBAR 1.1  
 DRAINASE KOTA SURABAYA

NAMA / NRP MAHASISWA

BAMBANG WINARTA  
 3104 205 001

Kabupaten Sidoarjo



Gambar 1.2. Skema Kali Surabaya (Sumber : SDMP 2018, 2000)

Tabel 1.1. Elevasi muka air di bangunan-bangunan utama (Sumber : SDMP 2018, 2000)

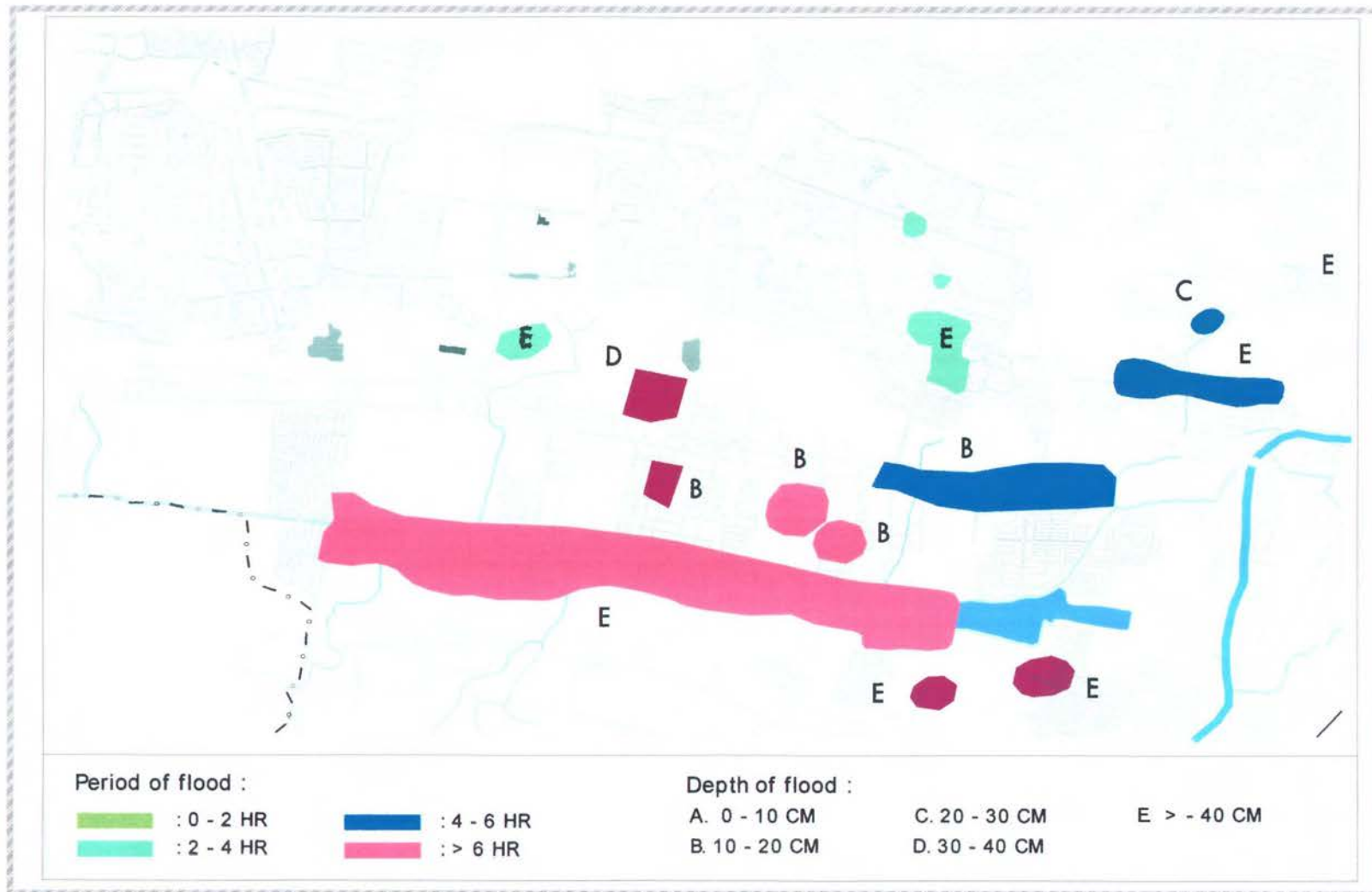
No	Nama Bangunan dan Pengelolannya	Elevasi dijaga pada	Perlengkapan Operasi	Keterangan
1.	Dam Gunungsari (PJT)	+ 4.60	1 buah pintu operasional uk. 8 x 4 m dan 4 buah pintu banjir untuk uk. 14 x 4 m	Untuk menjamin intake-intake irigasi di Simowau, Kebonagung, Jambangan, Karah, Sal. Gunungsari dsb.
2.	Boezem Kedurus (PPSAPB – DPU Pengairan Daerah Tk.I Jatim)	+ 3.80	Pompa Kapasitas 10 m <sup>3</sup> /det dan pembersih mekanis	Mengurangi banjir Kec. Lakarsantri dan Wiyung.
3.	Dam Jagir ( Balai PSAWS – BP )	+ 3.20*)	3 buah pintu banjir uk. 9 x 4 m dan <i>flap gate</i> .	Untuk menjamin air baku PDAM Ngagel $\geq 6 \text{ m}^3/\text{det}$
4.	Pintu Air Wonokromo ( PJT)	-	2 buah pintu uk. 4 x 3,8 m	Untuk mengatur pemasukan ke K. Mas, Debit antara 15 – 25 m <sup>3</sup> /det
5.	Dam Karet Gubeng (PJT)	+ 2.20 s/d + 2.70	Bendung karet 2 x 12 m dan 1 buah pintu operasi 5 x 3,80	Menjaga intrusi air laut dan keindahan kota / wisata air.

\*) Saat dioperasikan pada + 3.20, untuk menjamin pasokan air baku PDAM  $\geq 6 \text{ m}^3/\text{det}$ . Hal ini menyebabkan Sistem Drainase Kedurus tidak berfungsi, sehingga mengakibatkan genangan banjir  $\pm 400 \text{ Ha}$  di Kecamatan Wiyung dan sekitarnya.

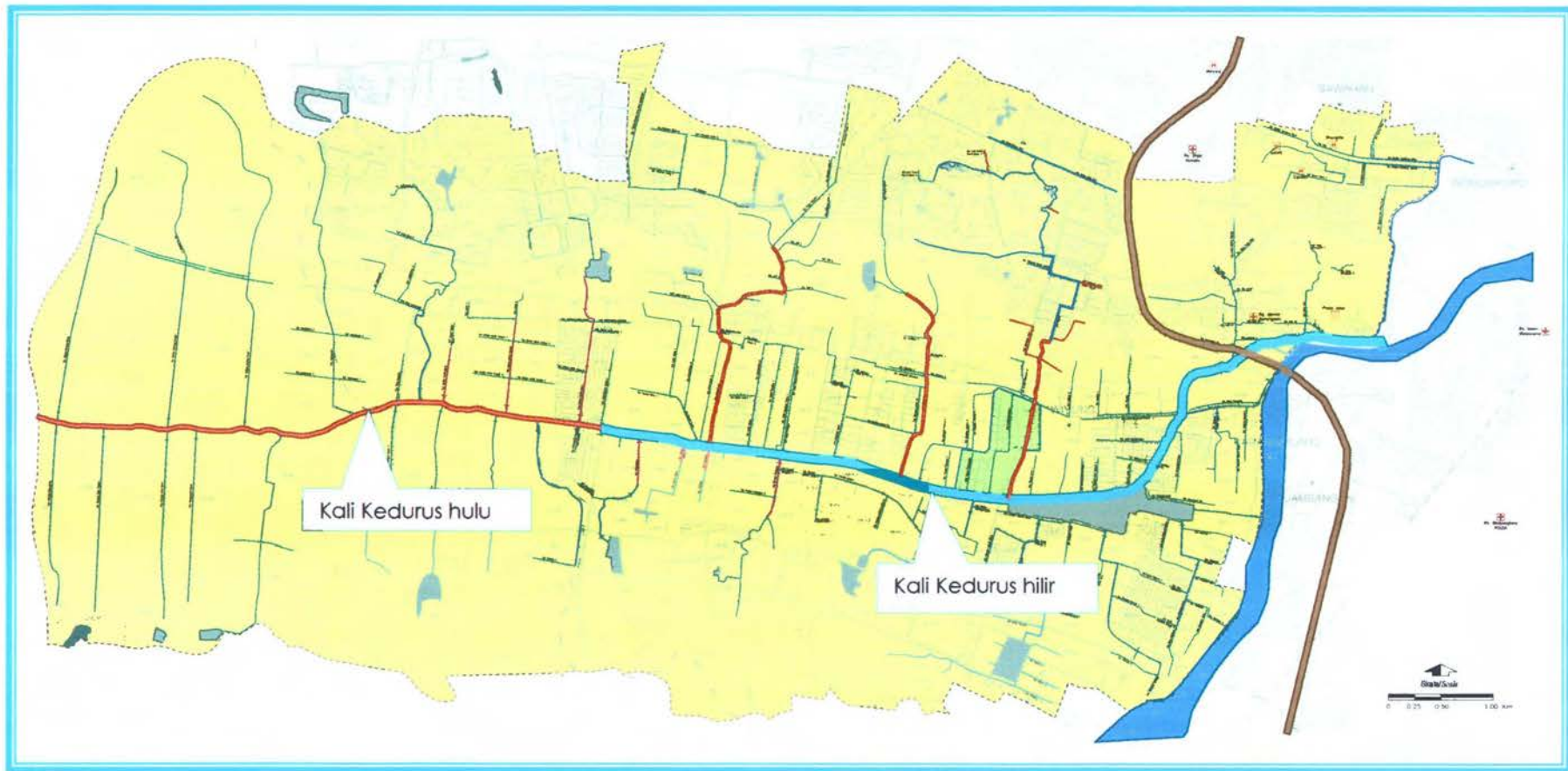
Tabel 1.2. Daftar karakteristik genangan sistem pematusan Kedurus

(Sumber : SDMP 2018, 2000)

No	Nama Bagian	Karakteristik Genangan		
		Lama (Jam)	Tinggi (cm)	Luas (Ha)
1	Sekitar K. Kedurus	> 6	30 - 50	238.22
2	Jl. Dukuh Pakis	4 - 6	10 - 30	3.90
3	Kp. Lidah Kulon	1 - 2	30 - 50	15.27
4	Per. Griyo Babatan Indah	2 - 4	10 - 30	7.35
5	Per. Babatan Permai	2 - 4	10 - 30	16.49
6	Per. Pondok Rosan	2 - 4	10 - 30	10.75
7	Kp. Karang Klumprik Barat	2 - 4	30 - 50	7.45
8	Kp. Kebraon Utara	2 - 4	30 - 50	11.93
9	Kp. Wiyung	2 - 4	10 - 30	57.29
10	Jl. Jogoloyo	4 - 6	30 - 50	30.04



Gambar 1.3. Lokasi banjir / genangan di wilayah sistem drainase Kedurus tahun 2005 (Sumber : PT. Resco, 2005)



Gambar 1.4. Sistem drainase Kedurus (Sumber : PT. Resco, 2005)



Gambar 1.5. Sistem drainase Kali Kedurus beserta anak-anak sungainya (Sumber : PT. Resco, 2005)



## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Persamaan Aliran Tidak Permanen Satu Dimensi

Problem hidraulika yang sering dijumpai adalah aliran tidak permanen, sehingga sebagai contoh diambil persamaan aliran tidak permanen satu dimensi yang dibuat oleh Barre de St. Venant (1871). Pada persamaan tersebut digunakan beberapa anggapan sebagai berikut :

- a. Aliran adalah satu dimensi maksudnya bahwa kecepatan aliran seragam (*uniform*) dalam suatu tampang dan kemiringan muka air arah transversalnya horisontal.
- b. Kurva garis aliran sangat lemah dan akslerasi vertikalnya dapat diabaikan, sehingga distribusi tekanan merupakan tekanan hidrostatik.
- c. Bahwa pengaruh kekasaran dinding dan turbulensi dapat diformulasikan sebagai persamaan kekasaran seperti yang dipakai pada aliran permanen.
- d. Bahwa kemiringan dasar saluran cukup kecil sehingga cosinus sudut sama dengan *unity*.
- e. Bahwa kerapatan massa dari air selalu konstan.

Persamaan aliran satu dimensi ini menunjukkan kondisi aliran yang dinyatakan oleh dua variabel tak bebas  $Y$  (tinggi air) dan  $Q$  (debit) untuk semua titik di saluran. Variabel tak bebas ini menunjukkan kondisi aliran sepanjang saluran/sungai untuk setiap waktu  $t$ . Untuk mengetahui dua variabel tak bebas tersebut diperlukan 2 persamaan untuk menyelesaikannya. Seperti diketahui, bahwa aliran air dapat dipakai 3 persamaan :

- a. Konservasi massa
- b. Konservasi momentum
- c. Konservasi energi.

Persamaan konservasi momentum akan ekivalen dengan persamaan konservasi energi apabila variabel-variabel tidak bebasnya kontinue sepanjang aliran, apabila tidak (misalnya loncatan air) maka persamaan konservasi momentum lebih layak digunakan. Karena pasangan persamaan

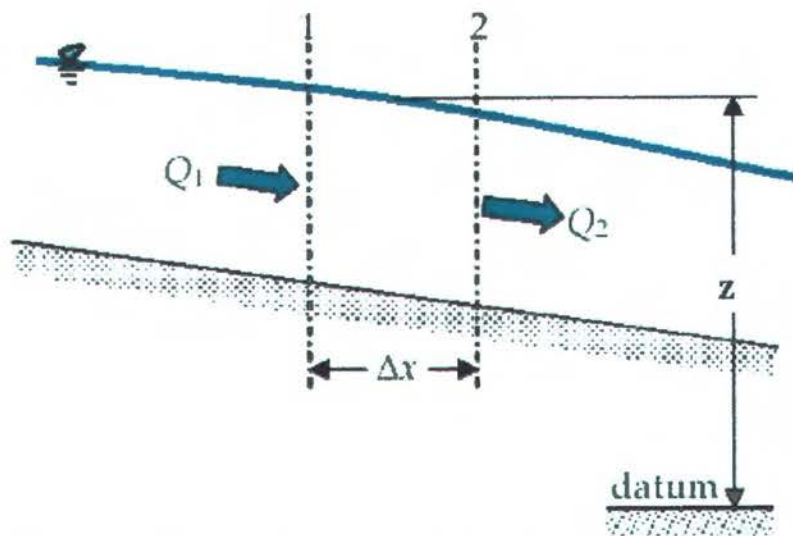
konservasi massa dan momentum lebih layak digunakan untuk aliran kontinue dan tidak kontinue maka persamaan aliran didasarkan pada kedua persamaan tersebut.

## 2.2 Konservasi Massa Aliran Saluran Terbuka

Persamaan konservasi massa atau kontinuitas untuk aliran tak tetap satu dimensi dapat dijabarkan dengan pertolongan sebuah *volume* kontrol seperti pada gambar 2.1. *Volume* kontrol adalah pias air yang diisolasi dari sekelilingnya sehingga dapat diamati secara rinci semua debit yang masuk dan keluar. Ditinjau pias air sepanjang  $\Delta x$  seperti tampak pada gambar 2.1. Pada pengaliran muka air bebas  $Q_2$  tidaklah perlu sama dengan  $Q_1$ , sehingga perbedaan tersebut dapat dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut :

$$Q_2 - Q_1 = \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x \quad (2.1)$$

Dimana  $Q_1$  adalah debit masuk *volume* kontrol dan  $Q_2$  adalah debit keluar *volume* kontrol,  $\Delta x$  adalah panjang pias *volume* kontrol dan  $\frac{\partial Q}{\partial x}$  adalah kecepatan perubahan nilai  $Q$  sepanjang  $\Delta x$ .



Gambar 2.1 *Volume* kontrol untuk penjabaran persamaan kontinuitas

(Sumber : Model Matematika, Djoko Luknanto)

Dalam Pers. 2.1, jika debit lebih banyak masuk *volume control* ( $Q_1 > Q_2$ ), maka nilai  $\frac{\partial Q}{\partial x}$  adalah negatif, sedangkan jika debit lebih banyak yang keluar *volume control* ( $Q_1 < Q_2$ ), maka nilai  $\frac{\partial Q}{\partial x}$  adalah positif. Karena sepanjang  $\Delta x$  mungkin terjadi penambahan atau pengurangan debit, jadi luas tampang basah ( $A$ ) pada pias tersebut dapat berubah pula untuk mengimbangi perubahan debit tersebut. Besarnya perubahan tersebut sepanjang  $\Delta x$  dapat dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut :

$$\frac{\partial A}{\partial t} \Delta x \quad (2.2)$$

Dalam Pers. 2.2, jika debit lebih banyak yang masuk *volume control* ( $Q_1 > Q_2$ ), maka nilai  $\frac{\partial A}{\partial t}$  adalah positif, sedangkan jika debit lebih banyak yang keluar *volume control* ( $Q_1 < Q_2$ ), maka nilai  $\frac{\partial A}{\partial t}$  adalah negatif. Jadi Pers. 2.1 dan Pers. 2.2 harus mempunyai nilai yang sama tetapi berlawanan tandanya sehingga diperoleh persamaan kontinuitas aliran tidak tetap sebagai berikut :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (2.3)$$

Jika terdapat aliran dari samping sepanjang pias  $\Delta x$ , maka Pers. 2.3 menjadi

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_l \quad (2.4)$$

dengan  $Q$  adalah debit aliran ( $m^3/dt$ ),  $x$  adalah jarak memanjang sungai,  $A$  adalah luas tampang basah ( $m^2$ ),  $t$  menunjukkan waktu dalam detik dan  $q_l$  adalah debit lateral dari samping kiri dan kanan sungai ( $m^3/dt/m$ ).

### 2.3 Konservasi Momentum Aliran Saluran Terbuka

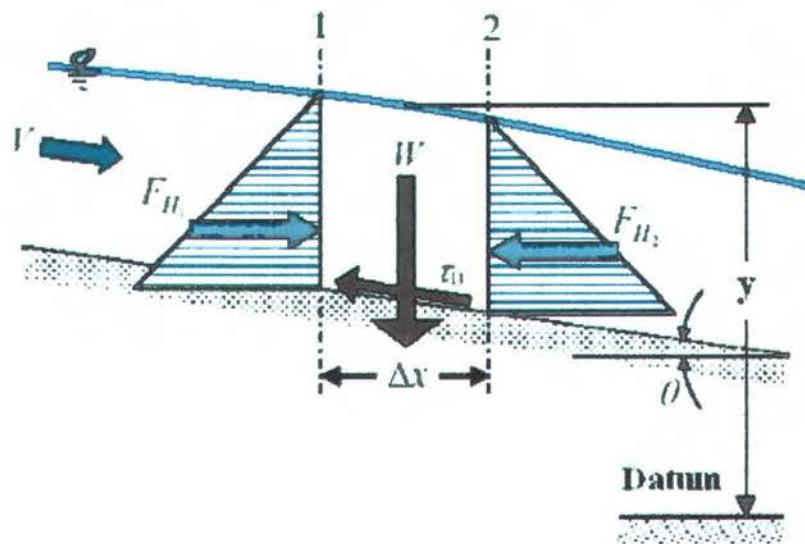
Selain hukum kekekalan massa, suatu aliran air harus memenuhi hukum kekekalan momentum. Hukum kekekalan momentum yang dinyatakan dalam persamaan momentum sebenarnya adalah penjabaran dari gaya-gaya dan momentum yang bekerja pada air dalam *volume control* sehingga



menyebabkan air tersebut mengalir. Hukum kekekalan momentum mengatakan bahwa :

“Jumlah fluks momentum yang masuk dan keluar volume kontrol + jumlah gaya-gaya yang bekerja pada volume kontrol = perubahan momentum didalam volume kontrol”

Untuk menerangkan dan menerapkan hukum kekekalan momentum diatas maka digunakan lagi konsep *volume kontrol* seperti pada Gambar. 2.2



Gambar 2.2 Gaya-gaya yang bekerja pada sebuah *volume kontrol*

(Sumber : Model Matematika, Djoko Luknanto)

Momentum ( $M$ ) dalam suatu *volume kontrol* adalah perkalian antara massa ( $m$ ) dan kecepatan ( $V$ ) dan dinyatakan dalam persamaan :

$$M = m \times V$$

Sedangkan fluks momentum adalah perkalian antara fluks massa ( $\rho VA$ ) kali kecepatan dan dinyatakan dalam persamaan :

$$\frac{\Delta M}{\Delta t} = \rho V A V = \rho V^2 A$$

Jika digunakan anggapan bahwa aliran satu dimensi sehingga kecepatan aliran untuk setiap titik pada luas tampang basah sama nilainya dan rapat massa  $\rho$  adalah konstan, maka perubahan momentum di dalam *volume kontrol* :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho A \Delta x V) = \rho \frac{\partial(AV)}{\partial t} \Delta x \quad (2.5)$$

Sedangkan fluks momentum yang masuk dan keluar *volume control* :

$$\rho V^2 A - \left[ \rho V^2 A + \frac{\partial(\rho V^2 A)}{\partial x} \Delta x \right] = -\rho \frac{\partial(AV^2)}{\partial x} \Delta x \quad (2.6)$$

Gaya-gaya yang bekerja pada *volume control* adalah gaya berat, gaya gesekan dan gaya hidrostatika. Jika digunakan anggapan bahwa kemiringan dasar saluran adalah kecil atau sudut  $\theta$  adalah kecil, sehingga :

$$\theta \approx 0 \rightarrow \cos \theta \approx 1, \text{ maka } \sin \theta = \cos \theta \tan \theta \approx \tan \theta$$

Komponen gaya berat air yang mendorong air dapat dinyatakan sebagai :

$$W \sin \theta = \rho g A \Delta x \sin \theta = \rho g A \Delta x \tan \theta = \rho g A S_0 \Delta x \quad (2.7)$$

Dimana  $S_0$  adalah kemiringan dasar saluran.

Jika digunakan anggapan bahwa gaya gesekan pada aliran tak tetap masih mengikuti hukum-hukum aliran tetap, maka gaya gesekan dapat dinyatakan sebagai :

$$P \Delta x \tau_0 = P \Delta x \rho g R S_f = \rho g A S_f \Delta x \quad (2.8)$$

Dimana  $P$  adalah keliling basah,  $\tau_0$  adalah tegangan gesek pada keliling basah,  $R$  adalah radius hidraulik tampang basah dan  $S_f$  adalah garis kemiringan energi.

Jika digunakan anggapan bahwa percepatan vertikal aliran dapat diabaikan, maka tekanan dalam aliran adalah tekanan hidrostatika. Penjabaran gaya hidrostatika yang bekerja pada *volume control* diperlihatkan pada Gambar. 2.4 Gaya hidrostatika yang bekerja pada tampang lintang saluran dapat dinyatakan sebagai :

$$F_H = \int_{z=0}^{z=h} \rho g (h-z) B(z) dz \quad (2.9)$$

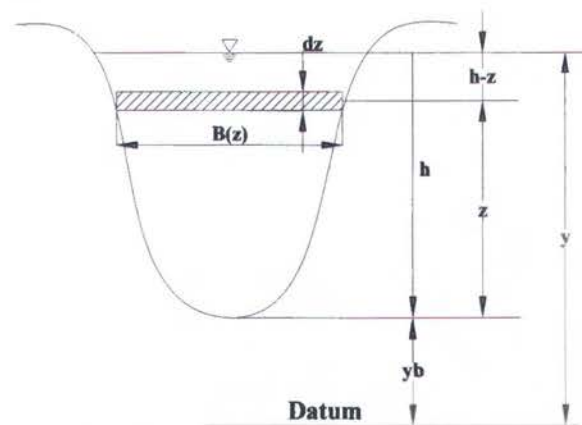
Sehingga gaya hidrosatika total adalah :

$$\begin{aligned}
 \Delta F_H &= F_{H1} - F_{H2} \\
 &= F_H \left( F_H + \frac{\partial F_H}{\partial x} \Delta x \right) \\
 &= -\rho g \frac{\partial}{\partial x} \int_{z=0}^{z=h} (h-z) B(z) dz \Delta x \\
 &= -\rho g \left\{ \frac{\partial h}{\partial x} \int_{z=0}^{z=h} B(z) dz \Delta x + \int_{z=0}^{z=h} (h-z) \frac{\partial B(z)}{\partial x} \Big|_{h=\text{konst}} dz \Delta x \right\}
 \end{aligned} \tag{2.10}$$

$$\Delta F_H = -\rho g \frac{\partial h}{\partial x} A \Delta x - \underbrace{\rho g \int_{z=0}^{z=h} (h-z) \frac{\partial B(z)}{\partial x} \Big|_{h=\text{konst}} dz \Delta x}_{\text{suku terakhir}} \tag{2.11}$$

Untuk saluran prismatic suku terakhir dari Pers. 2.11 nilainya mendekati nol sehingga diabaikan. Untuk saluran tidak prismatic yang perubahannya  $B(z)$  tidak mendadak, maka suku terakhir ini merupakan gaya yang menekan pada dinding saluran sehingga dinding saluran memberi reaksi yang besarnya sama namun arahnya berlawanan (lihat Gambar 2.4). Jadi baik saluran prismatic maupun tidak prismatic, gaya hidrostatis yang bekerja pada *volume* kontrol dapat dinyatakan sebagai :

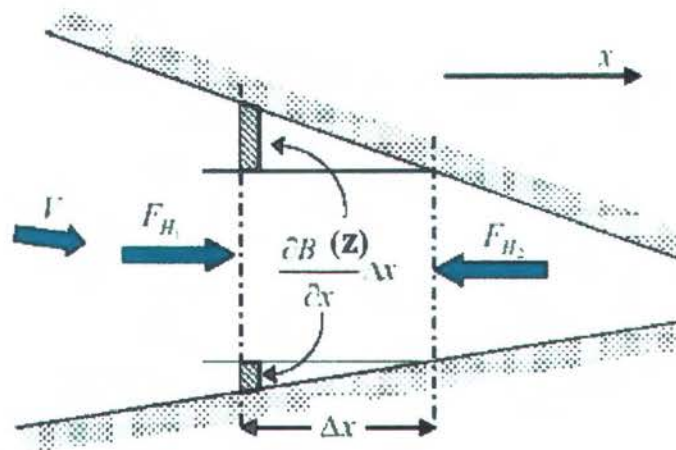
$$\Delta F_H = \rho g \frac{\partial h}{\partial x} A \Delta x \tag{2.12}$$



Gambar 2.3 Tampang lintang *volume* kontrol

Dimana :

- $z$  : Jarak antara dasar saluran ke bidang yang ditinjau
- $h$  : Jarak antara dasar saluran ke permukaan air
- $y$  : Jarak antara datum ke permukaan air



Gambar 2.4 Gaya-gaya hidrostatis dan gaya dinding saluran

(Sumber : Model Matematika, Djoko Luknanto)

Jika Pers. 2.5 sampai dengan Pers. 2.12 ditambahkan akan diperoleh persamaan momentum sebagai berikut :

$$\frac{\partial(AV)}{\partial t} = -\frac{\partial(AV^2)}{\partial x} + gAS_0 - gAS_f - gA\frac{\partial h}{\partial x}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(AV^2)}{\partial x} + gA\left(\frac{\partial h}{\partial x} - S_0 + S_f\right) = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\left(\frac{\partial y}{\partial x} + \underbrace{\frac{-\partial y_b}{\partial x}}_{S_0} - S_0 + S_f\right) = 0 \quad (2.13)$$

Jika digunakan koefisien Coriolis  $\alpha$  untuk mengoreksi pemakaian rumus kecepatan aliran rerata ( $V$ ) sehingga mewakili distribusi kecepatan di setiap titik di dalam tampang basah aliran, maka Pers. 2.13 dapat ditulis sebagai :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\alpha\frac{Q^2}{A}\right) + gA\left(\frac{\partial y}{\partial x} + S_f\right) = 0$$

Sehingga persamaan momentum dalam bentuknya yang terakhir, yang akan dipakai pada perhitungan selanjutnya dapat ditulis sebagai :

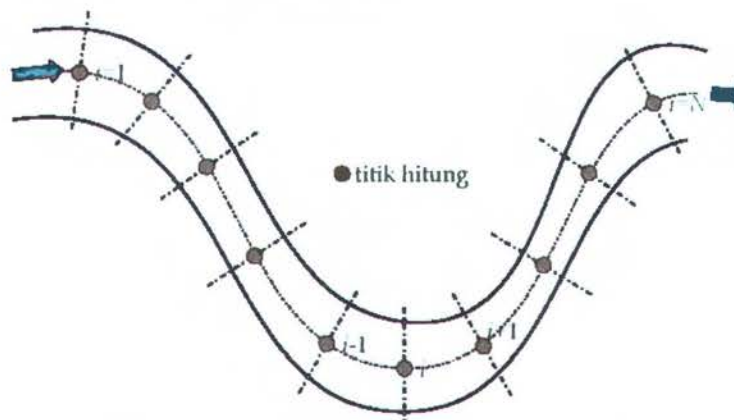
$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2\alpha\frac{Q}{A}\frac{\partial Q}{\partial x} - \alpha\left(\frac{Q}{A}\right)^2\frac{\partial A}{\partial x} + gA\frac{\partial y}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (2.14)$$

Dimana  $Q$  adalah debit aliran ( $\text{m}^3/\text{detik}$ ),  $x$  adalah jarak memanjang sungai,  $A$  adalah luas tampang basah ( $\text{m}^2$ ),  $t$  menunjukkan waktu dalam detik dan  $q_{\text{lateral}}$  adalah debit lateral dari samping kiri dan kanan sungai ( $\text{m}^3/\text{detik}/\text{m}$ ),  $\alpha$  adalah koefisien koreksi kecepatan rerata tampang basah (= koefisien Coriolis),  $g$  adalah percepatan gravitasi ( $\text{m}/\text{detik}^2$ ),  $sf$  adalah kemiringan garis energi,  $y$  adalah elevasi muka air (m)

#### 2.4 Diskritisasi Keadaan Alam

Untuk keperluan model matematika, kondisi sungai di lapangan didiskritisasi. Pada gambar 2.5 dibawah disajikan situasi sungai dimana pada titik-titik tertentu diadakan pengukuran tampang dan jaraknya. Titik ini disebut titik-titik hitungan yang penentuannya harus dibuat sedemikian rupa sehingga pada saat kalibrasi model hasilnya sesuai dengan data lapangan. Segala parameter fisik dari sungai yang bersangkutan diwakili oleh parameter fisik di titik-titik hitungan.

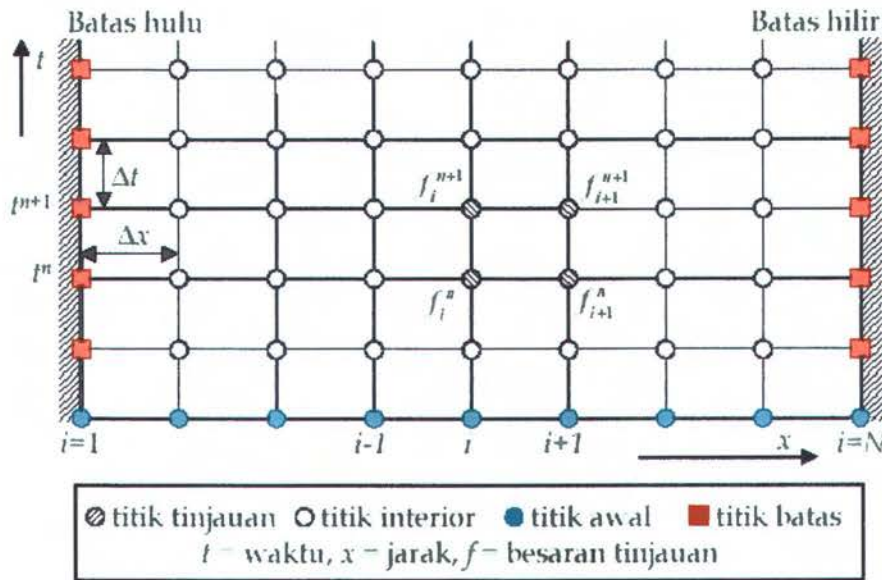
Biasanya metode beda hingga dimana persamaannya mengandung diskritisasi terhadap ruang dan waktu, maka skema-skema beda hingga lebih jelas jika dijelaskan dengan kisi beda hingga seperti pada gambar 2.6. Pada kisi beda hingga, besaran tinjauan misalkan debit ( $Q$ ), elevasi muka air ( $y$ ) atau kecepatan air ( $V$ ) digambarkan pada kisi tersebut, sehingga masing-masing skema dapat dijelaskan sebagai fungsi dari besaran tinjauan untuk ruang ( $x$ ) dan waktu ( $t$ ) yang berbeda.



Gambar 2.5 Situasi sebuah sungai dengan titik hitungan

(Sumber : Model Matematika, Djoko Luknanto)



Gambar 2.6 Kisi beda hingga ruang ( $x$ ) dan waktu ( $t$ )

(Sumber : Model Matematika, Djoko Luknanto)

## 2.5 Skema Empat Titik Preissmann

Untuk menghitung nilai suatu variable di titik – titik hitungan sepanjang sungai, Preissmann menggunakan empat buah titik untuk menghitung setiap suku pembentuk persamaan dasar aliran tak tunak di sungai.

$$\begin{aligned}
 f(x,t) &= \frac{\theta}{2}(f_i^{n+1} + f_{i+1}^{n+1}) + \frac{1-\theta}{2}(f_i^n + f_{i+1}^n) \\
 &= \frac{\theta}{2}(f_i^n + \Delta f_i + f_{i+1}^n + \Delta f_{i+1}) + \frac{1-\theta}{2}(f_i^n + f_{i+1}^n) \\
 &= \frac{\theta}{2}(\Delta f + \Delta f_{i+1}) + \frac{1}{2}(f_i^n + f_{i+1}^n)
 \end{aligned} \tag{2.15}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial f}{\partial t} &= \frac{1}{2\Delta t}(f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n) + \frac{1}{2\Delta t}(f_i^{n+1} - f_i^n) \\
 &= \frac{1}{2\Delta t}\Delta f_{i+1} + \frac{1}{2\Delta t}\Delta f_i
 \end{aligned} \tag{2.16}$$

$$\begin{aligned}
\frac{\partial f}{\partial x} &= \frac{\theta}{\Delta x} (f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta x} (f_{i+1}^n - f_i^n) \\
&= \frac{\theta}{\Delta x} (f_{i+1}^n + \Delta f_{i+1} - f_i^n - \Delta f_i) + \frac{1-\theta}{\Delta x} (f_{i+1}^n + f_i^n) \\
&= \frac{\theta}{\Delta x} (\Delta f_{i+1} - \Delta f_i) + \frac{1}{\Delta x} (f_{i+1}^n - f_i^n)
\end{aligned} \tag{2.17}$$

dengan  $0 \leq \theta \leq 1$  disebut dengan factor pemberat waktu ( $\theta = 1$  untuk skema implicit, sedangkan  $\theta = 0$  untuk skema eksplisit)

## 2.6 Persamaan Dasar dan Persamaan Kerja

### 2.6.1 Persamaan Dasar Aliran Tak Tunak Satu Dimensi

Pada sungai alami untuk pemodelan matematika aliran tak tunak satu dimensi dapat digunakan hukum konversi massa dan momentum (....., 1975, Abbot, 1979, Cunge et al., 1980) yang disajikan urut dalam persamaan berikut :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_{lateral} \tag{2.4}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2\alpha \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - \alpha \left( \frac{Q}{A} \right)^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gAS_f = 0 \tag{2.14}$$

dengan  $Q$  adalah debit aliran ( $m^3/detik$ ),  $x$  adalah jarak memanjang sungai,  $A$  adalah luas tampang basah ( $m^2$ ),  $t$  menunjukkan waktu dalam detik dan  $q_{lateral}$  adalah debit lateral dari samping kiri dan kanan sungan ( $m^3/detik/m$ ),  $\alpha$  adalah koefisien koreksi kecepatan rerata tampang basah (= koefisien Coriolis),  $g$  adalah percepatan gravitasi ( $m/detik^2$ ),  $S_f$  adalah kemiringan garis energi,  $y$  adalah elevasi muka air (m)

### 2.6.2 Persamaan Kerja Beda Hingga

#### a. Persamaan Kontinuitas

$$\begin{aligned}
\frac{\partial A}{\partial t} &= \frac{1}{2\Delta t} (A_{i+1}^{n+1} - A_{i+1}^n + A_i^{n+1} - A_i^n) \\
&= \frac{1}{2\Delta t} (\Delta A_{i+1} + \Delta A_i) \\
&= \frac{1}{2\Delta t} (b_{i+1}\Delta y_{i+1} + b_i\Delta y_i)
\end{aligned} \tag{2.18}$$

Catatan :  $\Delta A = b\Delta y$  dengan  $b$  adalah lebar muka air dalam meter

$$\begin{aligned}\frac{\partial Q}{\partial x} &= \frac{\theta}{\Delta x} (Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta x} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) \\ &= \frac{\theta}{\Delta x} (Q_{i+1}^n + \Delta Q_{i+1} - Q_i^n - \Delta Q_i) + \frac{1-\theta}{\Delta x} (Q_{i+1}^n - Q_i^n) \\ &= \frac{1}{\Delta x} (Q_{i+1}^n + \theta\Delta Q_{i+1} - Q_i^n - \theta\Delta Q_i)\end{aligned}\quad (2.19)$$

Hasil substitusi Pers. 2.18 dan 2.19 kedalam pers. 2.15 menghasilkan :

$$\frac{1}{\Delta x} (Q_{i+1}^n + \theta\Delta Q_{i+1} - Q_i^n - \theta\Delta Q_i) + \frac{1}{2\Delta t} (b_{i+1}\Delta y_{i+1} + b_i\Delta y_i) = q_i$$

yang dapat ditulis sebagai berikut :

$$A\Delta y_{i+1} + B\Delta Q_{i+1} = C\Delta y_i + D\Delta Q_i + G \quad (2.20)$$

dengan

$$A = \frac{b_{i+1}}{2\Delta t}, B = \frac{\theta}{\Delta x}, C = \frac{-b_i}{2\Delta t}, D = B = \frac{\theta}{\Delta x}, G = \frac{Q_i^n - Q_{i-1}^n}{\Delta x} + q_i \quad (2.21)$$

Pers. 2.21 disebut Persamaan Pias Pertama dan untuk singkatnya selanjutnya disebut PPP.

#### b. Persamaan Momentum

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \underbrace{2\alpha \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x}}_{\text{Suku 2}} - \underbrace{\alpha \left(\frac{Q}{A}\right)^2 \frac{\partial A}{\partial x}}_{\text{Suku 3}} + \underbrace{gA \frac{\partial y}{\partial x}}_{\text{Suku 4}} + \underbrace{gAS_f}_{\text{Suku 5}} = 0 \quad (2.14)$$

Pers. 2.10 akan diubah menjadi persamaan kerja yang mempunyai bentuk :

$$AA\Delta y_{i+1} + BB\Delta Q_{i+1} = CC\Delta y_i + DD\Delta Q_i + GG \quad (2.22)$$

Persamaan 2.22 disebut dengan Persamaan Pias Kedua atau selanjutnya disebut PPD.

Koefisien AA adalah jumlah dari :

$$\text{Suku 1 : } AA = 0 \quad (2.23)$$

$$\text{Suku 2 : } AA = \frac{\alpha\theta b_1}{\Delta x} \left(\frac{Q_i}{A_1}\right) \left(\frac{Q}{A_1} - \frac{Q_i}{A_1}\right) \quad (2.24)$$

$$\text{Suku 3 : } AA = \frac{\alpha\theta b_1}{4\Delta x} \left(\frac{Q_i}{A_1} + \frac{Q}{A}\right) \left\{ \left(1 - \frac{2A}{A_1}\right) \frac{Q_i}{A_1} - \frac{Q}{A} \right\} \quad (2.25)$$

$$\text{Suku 4 : } AA = \frac{g\theta}{2\Delta x}(b_1y_1 - b_1y + A + A_1) \quad (2.26)$$

$$\begin{aligned} \text{Suku 5 : } AA &= \frac{g\theta b_1}{2} \left\{ \beta \left( \frac{Q|Q|}{K^2} \right) + (1-\beta) \left( \frac{Q_1|Q_1|}{K_1^2} \right) \right\} - \\ &g\theta(1-\beta)(A + A_1) \frac{dK_1}{dy} \left( \frac{Q_1|Q_1|}{K_1^3} \right) \end{aligned} \quad (2.27)$$

Koefisien BB adalah jumlah dari :

$$\text{Suku 1 : } BB = \frac{1}{2\Delta t} \quad (2.28)$$

$$\text{Suku 2 : } BB = \frac{\alpha\theta}{\Delta x} \left( \frac{2Q_1}{A_1} + \frac{Q}{A} - \frac{Q}{A_1} \right) \quad (2.29)$$

$$\text{Suku 3 : } BB = \frac{\alpha\theta}{2\Delta x} \left( \frac{A}{A_1} - 1 \right) \left( \frac{Q_1}{A_1} + \frac{Q}{A} \right) \quad (2.30)$$

$$\text{Suku 4 : } BB = 0 \quad (2.31)$$

$$\text{Suku 5 : } BB = g\theta(1-\beta)(A + A_1) \frac{|Q_1|}{K_1^2} \quad (2.32)$$

Koefisien CC adalah jumlah dari :

$$\text{Suku 1 : } CC = 0 \quad (2.33)$$

$$\text{Suku 2 : } CC = \frac{\alpha\theta b}{\Delta x} \left( \frac{Q}{A} \right) \left( \frac{Q_1}{A} - \frac{Q}{A} \right) \quad (2.34)$$

$$\text{Suku 3 : } CC = \frac{\alpha\theta b}{4\Delta x} \left( \frac{Q_1}{A_1} + \frac{Q}{A} \right) \left\{ \left( 1 - \frac{2A_1}{A} \right) \frac{Q}{A} - \frac{Q_1}{A_1} \right\} \quad (2.35)$$

$$\text{Suku 4 : } CC = \frac{g\theta}{2\Delta x} (by - by_1 + A + A_1) \quad (2.36)$$

$$\begin{aligned} \text{Suku 5 : } CC &= -\frac{g\theta b}{2} \left\{ \beta \left( \frac{Q|Q|}{K^2} \right) + (1-\beta) \left( \frac{Q_1|Q_1|}{K_1^2} \right) \right\} - \\ &g\theta\beta(A + A_1) \frac{dK}{dy} \left( \frac{Q|Q|}{K^3} \right) \end{aligned} \quad (2.37)$$

Koefisien DD adalah jumlah dari :

$$\text{Suku 1 : } DD = -\frac{1}{2\Delta t} \quad (2.38)$$

$$\text{Suku 2 : } DD = \frac{\alpha\theta}{\Delta x} \left( \frac{2Q}{A} + \frac{Q_1}{A_1} - \frac{Q_1}{A} \right) \quad (2.39)$$

$$\text{Suku 3 : } DD = \frac{\alpha\theta}{2\Delta x} \left( \frac{A_1}{A} - 1 \right) \left( \frac{Q_1}{A_1} + \frac{Q}{A} \right) \quad (2.40)$$

$$\text{Suku 4 : } DD = 0 \quad (2.41)$$

$$\text{Suku 5 : } DD = -g\theta\beta(A + A_1) \frac{|Q|}{K_1^2} \quad (2.42)$$

Koefisien GG adalah jumlah dari :

$$\text{Suku 1 : } GG = 0 \quad (2.43)$$

$$\text{Suku 2 : } GG = \frac{\alpha}{\Delta x} \left( \frac{Q}{A} + \frac{Q_1}{A_1} \right) (Q - Q_1) \quad (2.44)$$

$$\text{Suku 3 : } GG = \frac{\alpha}{4\Delta x} \left( \frac{Q_1}{A_1} + \frac{Q}{A} \right)^2 (A_1 - A) \quad (2.45)$$

$$\text{Suku 4 : } GG = -\frac{g\theta}{2\Delta x} (A + A_1) (y_1 - y) \quad (2.46)$$

$$\text{Suku 5 : } GG = -\frac{g}{2} (A + A_1) \left\{ \beta \left( \frac{Q|Q|}{K^2} \right) \right\} + (1 - \beta) \left( \frac{Q_1|Q_1|}{K_1^2} \right) \quad (2.47)$$

## 2.7 Metode Sapuan-Ganda

Metode ini paling banyak digunakan dalam pemodelan dan menggunakan struktur matrik untuk menghitung sampai ke titik N. Persamaan kerja dari metode sapuan ganda adalah persamaan 2.20 dan persamaan 2.22 untuk  $i = 1, \dots, N-1$  dengan variabel tak diketahui adalah  $\Delta y_i$  dan  $\Delta Q_i$  untuk  $i = 1, \dots, N$ . Dengan demikian terdapat  $2N$  variabel tak diketahui dengan  $2(N-1) = 2N-2$  persamaan, sehingga untuk menyelesaikan sistem persamaan linier. Persamaan 2.20 dan persamaan 2.22 masih dibutuhkan tambahan 2 persamaan. Dua persamaan tambahan tersebut didapat dari 2 kondisi batas hulu dan hilir.

Untuk memulai hitungan dibutuhkan pula kondisi awal berupa  $y_1$  dan  $Q_1$  untuk  $i = 1, \dots, N$ . Sistem persamaan linier di atas dapat diselesaikan dengan sembarang *linier solver* karena bentuknya secara umum dapat ditulis

sebagai  $[A]\{\Delta\} = \{B\}$ . Tetapi penyelesaian general dengan *linier solver package* biasanya membutuhkan memori yang besar dan waktu yang dibutuhkan untuk menyelesaikan persamaan diatas relatif lama. Oleh karena itu di sini akan dibahas salah satu cara penyelesaian tanpa menggunakan matrik yaitu sapuan ganda yang akan dijelaskan dibawah ini.

1. Eliminasi  $\Delta Q_i$  dari persamaan 2.20 dan persamaan 2.22 menghasilkan :

$$\Delta y_i = L_i \Delta y_{i+1} + M_i \Delta Q_{i+1} + N_i \quad (2.48)$$

2. Diajukan suatu korelasi sbb :

$$\Delta Q_i = E_i \Delta y_i + F_i \quad (2.49)$$

3. Substitusi Pers. 2.48 dan Pers. 2.49 kedalam Pers. 2.20 akan menghasilkan persamaan berbentuk :

$$\Delta Q_{i+1} = E_{i+1} \Delta y_{i+1} + F_{i+1} \quad (2.50)$$

dengan

$$E_{i+1} = \frac{L_i(C + DE_i) - A}{B - M_i(C + DE_i)} \quad (2.50a)$$

$$F_{i+1} = \frac{N_i(C + DE_i) + DF_i + G}{B - M_i(C + DE_i)} \quad (2.50b)$$

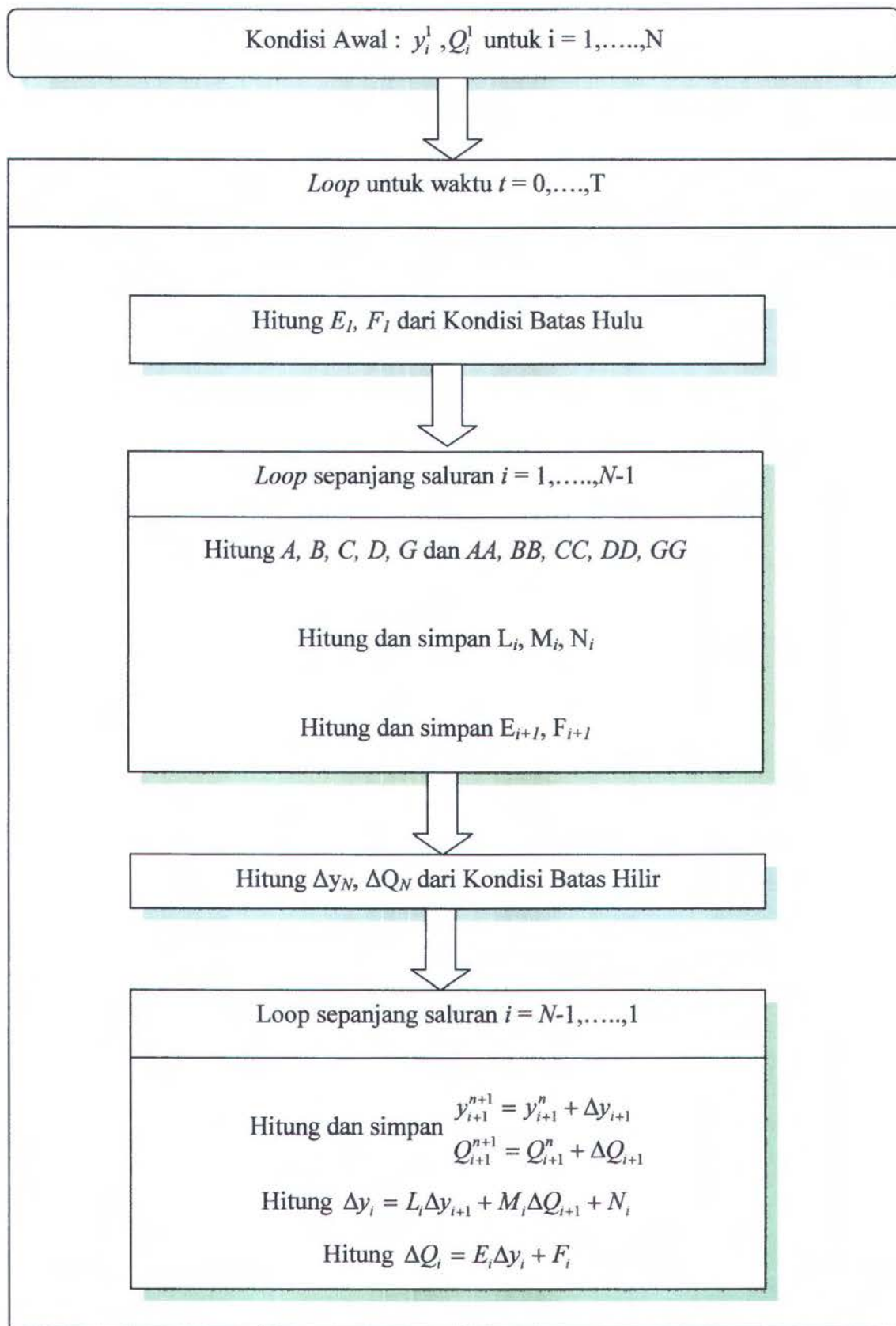
$$L_i = \frac{A(DD) - (AA)D}{C(DD) - (CC)D} \quad (2.50c)$$

$$M_i = \frac{B(DD) - (BB)D}{C(DD) - (CC)D} \quad (2.50d)$$

$$N_i = \frac{D(GG) - (DD)G}{C(DD) - (CC)D} \quad (2.50e)$$

### 2.7.1 Kondisi Awal

Untuk memulai hitungan sapuan ganda diperlukan kondisi awal yang berupa nilai  $y_i$  dan  $Q_i$  untuk seluruh panjang sungai atau untuk  $i = 1$  s/d  $N$ .



Gambar 2.7 Bagan alir metode sapuan ganda

(Sumber : Model Matematika, Djoko Luknanto)

### 2.7.2 Kondisi Batas

Dua kondisi batas masing-masing di hulu dan di hilir saluran dibutuhkan untuk melengkapi persamaan dinamik dan kontinuitas sehingga  $Q_i$  dan  $y_i$  untuk  $i = 1, \dots, N$  dapat dihitung untuk setiap *time step*. Kondisi batas ini harus disesuaikan bentuknya sehingga sesuai dengan Pers. 2.49. Bentuk umum persamaan kondisi batas adalah sebagai berikut :

$$\alpha \Delta y_i + \beta \Delta Q_i = \gamma_i \text{ untuk } i = 1 \text{ dan } N \quad (2.51)$$

Untuk memulai sapuan kehilir dibutuhkan nilai  $E_i$  dan  $F_i$  yang diperoleh dengan membandingkan Pers. 2.51 dengan Pers. 2.49 Sehingga didapat hubungan

$$E_1 = -\frac{\alpha_1}{\beta_1} \text{ dan } F_1 = -\frac{\beta_1}{\gamma_1} \quad (2.52)$$

dengan  $\alpha_1$ ,  $\beta_1$  dan  $\gamma_1$  nilainya diperoleh dari kondisi batas hulu.

Untuk memulai sapuan ke hulu dipakai pers. 2.51 dan pers. 2.49 untuk nilai  $i = N$  yang dapat ditulis sebagai berikut :

$$\alpha_N \Delta y_N + \beta_N \Delta Q_N = \gamma_N \quad (2.53)$$

$$\Delta Q_N = E_N \Delta y_N + F_N \quad (2.54)$$

dengan menggunakan Pers. 2.53 & Pers. 2.54 dapat dihitung nilai  $\Delta y_N$  dan  $\Delta Q_N$  sebagai berikut :

$$\Delta y_N = \frac{\gamma - \beta F_N}{\alpha + \beta E_N} \quad (2.55)$$

$\Delta Q_N$  dapat dihitung dari Pers. 2.54 setelah  $\Delta y_N$  terhitung dari Pers. 2.55 . Nilai  $\alpha_N$ ,  $\beta_N$  dan  $\gamma_N$  diperoleh dari kondisi batas hilir sedangkan  $E_N$  dan  $F_N$  didapat dari sapuan ke hilir.

## 2.8 Pemodelan Matematik Metode Kenaikan Terhingga / Metode Thomas

Untuk menyelesaikan persamaan aliran tidak tetap diperlukan penyelesaian matematis yang eksak. Metode penyelesaian matematis yang digunakan adalah metode kenaikan terhingga. Dalam Metode kenaikan



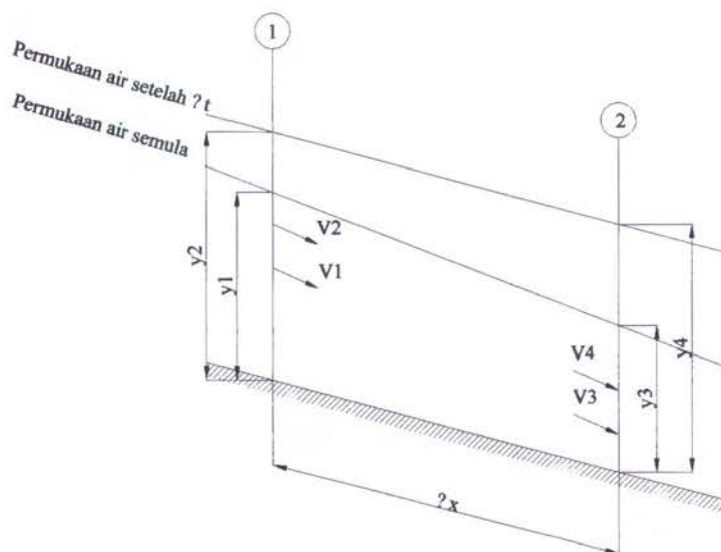
terhingga ini yakni membagi suatu sungai / saluran menjadi ruas-ruas yang masing-masing panjangnya  $\Delta x$  dan interval waktu yang digunakan adalah  $\Delta t$ . Notasi-notasi berikut digunakan untuk mengubah persamaan aliran tidak tetap dengan menggunakan metode kenaikan terhingga :

$$A = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + A_4}{4} = \frac{\Sigma A}{4} \quad (2.56)$$

$$T = \frac{T_1 + T_2 + T_3 + T_4}{4} = \frac{\Sigma T}{4} \quad (2.57)$$

$$R = \frac{R_1 + R_2 + R_3 + R_4}{4} = \frac{\Sigma R}{4} \quad (2.58)$$

$$V = \frac{V_1 + V_2 + V_3 + V_4}{4} = \frac{\Sigma V}{4} \quad (2.59)$$



Gambar 2.8 Skema metode kenaikan terhingga

(Sumber : Hidrolika Saluran Terbuka, V T Chow, Nensi R)

Bila persamaan diferensial parsial dinyatakan dengan persamaan kenaikan terhingga maka diperoleh :

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{1}{2} \left( \frac{y_3 - y_1}{\Delta x} + \frac{y_4 - y_2}{\Delta x} \right) = - \frac{y_1 + y_2 - y_3 - y_4}{2\Delta x} \quad (2.60)$$

$$\frac{\partial V}{\partial x} = \frac{1}{2} \left( \frac{V_3 - V_1}{\Delta x} + \frac{V_4 - V_2}{\Delta x} \right) = - \frac{V_1 + V_2 - V_3 - V_4}{2\Delta x} \quad (2.61)$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial Q}{\partial x} &= \frac{\partial(AV)}{\partial x} = \frac{1}{2} \left( \frac{A_3 V_3 - A_1 V_1}{\Delta x} + \frac{A_4 V_4 - A_2 V_2}{\Delta x} \right) \\ &= - \frac{A_1 V_1 + A_2 V_2 - A_3 V_3 - A_4 V_4}{2\Delta x}\end{aligned}\quad (2.62)$$

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \frac{1}{2} \left( \frac{y_2 - y_1}{\Delta t} + \frac{y_4 - y_3}{\Delta t} \right) = - \frac{y_1 - y_2 + y_3 - y_4}{2\Delta t}\quad (2.63)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{1}{2} \left( \frac{V_2 - V_1}{\Delta t} + \frac{V_4 - V_3}{\Delta t} \right) = - \frac{V_1 - V_2 + V_3 - V_4}{2\Delta t}\quad (2.64)$$

Dari persamaan kontinuitas untuk aliran tak tetap diketahui bahwa :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0\quad (2.3)$$

Dengan mensubstitusikan persamaan 2.60 sampai dengan persamaan 2.64 pada persamaan kontinuitas diperoleh :

$$V_4 = \frac{\Delta x \Sigma T (y_1 - y_2 + y_3 - y_4) / 4\Delta t + A_1 V_1 + A_2 V_2 - A_3 V_3}{A_4}\quad (2.65)$$

$V_4$  yang diperoleh harus mempunyai kisaran  $0.5 < V_4 < U$ .

## 2.9 Perhitungan Angka kekasaran Manning Komposit

### a. Persamaan Horton dan Einstein

Horton dan Einstein mengambil asumsi bahwa tiap-tiap bagian dari penampang mempunyai kecepatan yang sama, dimana pada saat yang sama besarnya sama dengan kecepatan rata-rata yaitu  $u_1 = u_2 = \dots = u_N = ( )$ . Berdasarkan asumsi tersebut kekasaran koefisien ekuivalen dapat dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut:

$$n_c = \left[ \frac{\sum_1^N (O_N n_N^{1.5})}{O} \right]^{2/3} = \left( \frac{O_1 n_1^{1.5} + O_2 n_2^{1.5} + \dots + O_N n_N^{1.5}}{O} \right)^{2/3}\quad (2.66)$$

### b. Persamaan Pavlovskii, Muhlhover, Einstein dan Banks.

Pavlovskii, Muhlhover, Einstein dan Banks mengambil asumsi bahwa seluruh gaya-gaya yang bekerja menghambat aliran adalah sama dengan jumlah gaya-gaya yang menghambat aliran di tiap-tiap bagian dari

penampang. Dengan asumsi ini mereka menurunkan persamaan sebagai berikut :

$$n_c = \left[ \frac{\sum_1^N (O_n n_N^2)}{O^{1/2}} \right]^{1/2} = \frac{(O_1 n_1^2 + O_2 n_2^2 + \dots + O_N n_N^2)^{1/2}}{O^{1/2}} \quad (2.67)$$

c. Persamaan Lotter

Lotter mengambil asumsi bahwa jumlah seluruh debit aliran sama dengan penjumlahan debit tiap-tiap bagian dari penampang saluran. Dengan asumsi ini persamaan yang diturunkan adalah sebagai berikut :

$$n_c = \frac{OR^{5/3}}{\sum_1^N \frac{(O_n R_N)}{n_N}} = \frac{OR^{5/3}}{\frac{O_1 R_1^{5/3}}{n_1} + \frac{O_2 R_2^{5/3}}{n_2} + \dots + \frac{O_N R_N^{5/3}}{n_N}} \quad (2.68)$$

dimana :

$R_1, R_2, \dots, R_N$  : Jari-jari hidraulik tiap-tiap bagian penampang aliran.

Untuk saluran dengan penampang sederhana dapat diasumsikan bahwa

$$R_1 = R_2 = \dots = R_N = R$$

Tabel 2.1 : Nilai koefisien kekasaran n (Sumber : Hidrolika Saluran Terbuka, Anggrahini)

Tipe saluran dan diskripsinya		Minimum	Normal	Maksimum
<b>A</b>	<b>Saluran dilapis atau dipoles</b>			
A-1	Logam			
	a. Baja dengan permukaan licin			
	1. Tidak dicat	0.011	0.012	0.014
	2. Dicat	0.012	0.013	0.017
	b. Baja dengan permukaan bergelombang	0.021	0.025	0.030
A-2	Bukan logam			
	a. Semen			
	1. Acian	0.010	0.011	0.013
	2. Adukan	0.011	0.013	0.015
	b. Kayu			
	1. Diserut, tidak diawetkan	0.010	0.012	0.014
	2. Diserut, diawetkan dengan creosoted	0.011	0.012	0.015

3. Tidak diserut	0.011	0.013	0.015
4. Papan	0.012	0.015	0.018
5. Dilapisi dengan kertas kedap air	0.010	0.014	0.018
c. Beton			
1. Diplester dengan sendok kayu	0.011	0.013	0.015
2. Diplester sedikit	0.013	0.015	0.016
3. Diplester	0.015	0.017	0.020
4. Tidak dipoles	0.014	0.017	0.020
5. Adukan semprot, penampang rata	0.016	0.019	0.023
6. Adukan semprot, penampang bergelombang	0.018	0.022	0.025
7. Pada galian batu yang teratur	0.017	0.020	
8. Pada galian batu yang tidak teratur	0.022	0.027	
d. Dasar beton diplester sedikit dengan tebing dari :			
1. Batu teratur dalam adukan	0.015	0.017	0.020
2. Batu tak teratur dalam adukan	0.017	0.020	0.024
3. Adukan batu, semen, diplester	0.016	0.020	0.024
4. Adukan batu dan semen	0.020	0.025	0.030
5. Batu kosong atau rip-rap	0.020	0.030	0.035
e. Dasar kerikil dengan tebing dari :			
1. Beton acuan	0.017	0.020	0.020
2. Batu tak teratur dalam adukan	0.020	0.023	0.026
3. Batu kosong atau rip-rap	0.023	0.33	0.036
f. Bata			
1. Diglansir	0.011	0.013	0.015
2. Dalam adukan semen	0.012	0.015	0.018
g. Pasangan batu			
1. Batu pecah disemen	0.017	0.025	0.030
2. Batu kosong	0.023	0.032	0.035
h. Batu potong diatur	0.013	0.015	0.017
i. Aspal			
1. Halus	0.013	0.013	
2. Kasar	0.016	0.016	

j. Lapisan dari tanaman	0.030	.....	0.500
<b>B Digali atau dikeruk</b>			
a. Tanah lurus dan seragam			
1. Bersih, baru dibuat	0.016	0.018	0.020
2. Bersih, telah melapuk	0.018	0.022	0.025
3. Kerikil, penampang seragam dan bersih	0.022	0.025	0.030
4. Berumput pendek, sedikit tanaman pengganggu	0.022	0.027	0.033
b. Tanah berkelok-kelok dan tenang			
1. Tanpa tumbuhan	0.023	0.025	0.030
2. Rumput dengan beberapa tanaman	0.025	0.030	0.033
3. Banyak tanaman pengganggu atau tanaman air pada saluran yang dalam	0.030	0.035	0.040
4. Dasar tanah dengan tebing dari batu pecah	0.028	0.030	0.035
5. Dasar berbatu dengan tanaman pengganggu pada tebing	0.025	0.035	0.040
6. Dasar berkerakal dengan tebing yang bersih	0.030	0.040	0.050
c. Hasil galian atau kerukan			
1. Tanpa tetumbuhan	0.025	0.028	0.033
2. Semak-semak kecil tebing	0.035	0.050	0.060
d. Pecahan batu			
1. Halus, seragam	0.025	0.035	0.040
2. Tajam, tidak beraturan	0.035	0.040	0.050
e. Saluran tidak dirawat, dengan tanaman pengganggu dan belukar tidak dipotong.			
1. Banyak tanaman pengganggu setinggi air	0.050	0.080	0.120
2. Dasar bersih	0.040	0.050	0.080
3. Idem, setinggi muka air tertinggi	0.045	0.070	0.110
4. Banyak belukar setinggi air banjir	0.080	0.010	0.140

<b>C Saluran alam</b>			
<b>C-1</b>	<b>Saluran kecil (lebar atas pada taraf banjir &lt; 100 kaki)</b>		
	<b>a. Saluran di dataran</b>		
	1. Bersih lurus, terisi penuh, tanpa rekahan atau ceruk dalam	0.025	0.030
	2. Seperti diatas, banyak batu-batu, tanaman pengganggu	0.030	0.035
	3. Bersih, berkerok-kerok, berceruk, bertebing	0.033	0.040
	4. Seperti diatas, dengan tanaman pengganggu, batu-batu	0.035	0.045
	5. Seperti diatas, tidak terisi penuh, banyak kemiringan dan penampang yang kurang efektif	0.040	0.048
	6. Seperti no. 4 berbatu lebih banyak	0.045	0.050
	7. Tenang pada bagian lurus, tanaman pengganggu ceruk dalam	0.050	0.070
	8. Banyak tanaman pengganggu, ceruk dalam atau jalan air penuh kayu dan ranting	0.075	0.100
	<b>b. Saluran di pegunungan, tanpa tetumbuhan di saluran tebing umumnya terjal, pohon dan semak-semak sepanjang tebing</b>		
	1. Dasar : kerikil, kerakal dan sedikit batu besar	0.030	0.040
	2. Dasar : kerakal dengan batu besar	0.040	0.050
<b>II</b>	<b>Dataran banjir</b>		
	<b>a. Padang rumput tanpa belukar</b>		
	1. Rumput pendek	0.025	0.030
	2. Rumput tinggi	0.030	0.035
	<b>b. Daerah pertanian</b>		
	1. Tanpa tanaman	0.020	0.030

2.	Tanaman dibariskan	0.025	0.035	0.045
3.	Tanaman tidak dibariskan	0.030	0.040	0.050
c.	Belukar			
1.	Belukar terpecah, banyak tanaman pengganggu	0.035	0.050	0.070
2.	Belukar jarang, dan pohon, musim dingin	0.035	0.050	0.060
3.	Belukar jarang, dan pohon, musim semi	0.040	0.060	0.080
4.	Belukar sedang sampai rapat, musim dingin	0.045	0.070	0.110
5.	Belukar sedang sampai rapat, musim semi	0.070	0.100	0.160
d.	Pohon-pohonan			
1.	Willow rapat, musim semi lurus	0.110	0.150	0.200
2.	Tanah telah dibersihkan, tunggal kayu	0.030	0.040	0.050
3.	Seperti diatas, dengan tunas-tunas lebat	0.050	0.060	0.080
4.	Banyak batang kayu, taraf banjir dibawah cabang pohon	0.080	0.100	0.120
5.	Seperti diatas taraf banjir dibawah cabang pohon	0.100	0.120	0.160
III	Saluran besar (lebar atas pada taraf banjir > 100 kaki). Nilai n lebih kecil dari saluran kecil dengan perincian yang sama sebab tebing memberikan tanaman efektif yang lebih kecil			
a.	Penampang beraturan tanpa batu besar atau belukar	0.025	.....	0.060
b.	Penampang tidak beraturan dan kasar	0.035	.....	0.100

## 2.10 Performa Model

Performa model dapat ditinjau dari beberapa nilai berikut ini :

### a. Root Mean Square Error (RMSE)

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Q_{obs} - Q_{mod})^2} \quad \text{atau}$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (h_{obs} - h_{mod})^2} \quad (2.69)$$

Akurat jika mendekati 0

Dimana :

$n$  : Jumlah data

$Q_{obs}$  : Debit pengamatan ( $m^3/dt$ )

$Q_{mod}$  : Debit *output* model ( $m^3/dt$ )

$h_{obs}$  : Tinggi muka air (m)

$h_{mod}$  : Tinggi muka air *output* model (m)

- b. Menampilkan grafik data observasi/pengamatan dengan hasil model, hal ini bertujuan untuk mengetahui tingkat keidentikan antara keduanya.

## 2.11 Teori HEC-RAS

### 2.11.1 Aliran Tetap (*Steady Flow*)

#### i. Persamaan Dasar Perhitungan Profil Muka Air

Perhitungan profil muka air antara 2 (dua) penampang melintang (*cross section*) digunakan persamaan energi dengan prosedur iterasi atau Metode Tahapan Standar. Persamaan energi ditulis sebagai berikut :

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (2.70)$$

Dimana :

$Y_1, Y_2$  : Tinggi muka air pada penampang (*Cross section*)

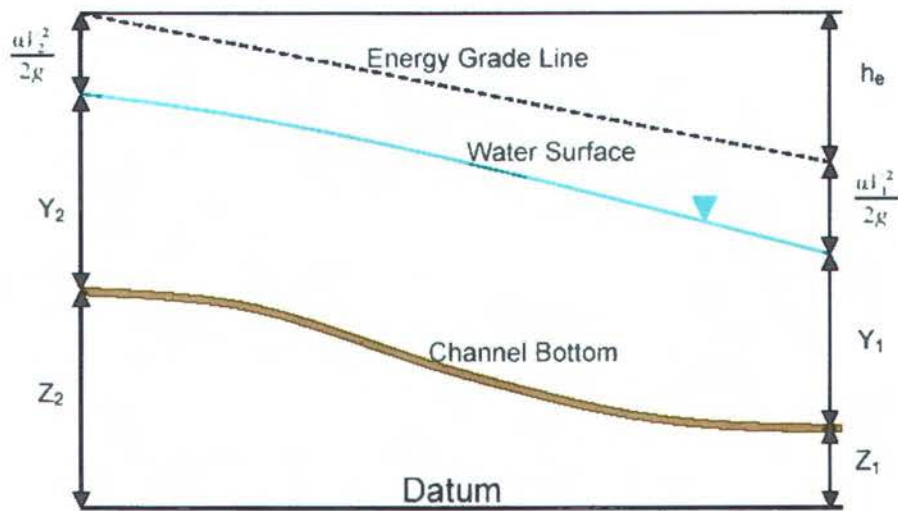
$Z_1, Z_2$  : Elevasi Sungai

$V_1, V_2$  : Kecepatan rerata pada masing-masing penampang

$\alpha_1, \alpha_2$  : Koefisien pengaliran



- g : Percepatan gravitasi  
 $h_e$  : Kehilangan energi



Gambar 2.9 Persamaan energi (Sumber : Hec-Ras Hydraulic Reference)

Kehilangan energi ( $h_e$ ) antar 2 penampang melintang (*cross section*) terdiri atas kehilangan energi akibat gesekan dan akibat penyempitan atau perluasan. Persamaan kehilangan energi adalah sebagai berikut :

$$h_e = L\bar{Sf} + C\left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}\right) \quad (2.71)$$

Dimana :

L : Panjang antar 2 penampang (*Cross section*)

$\bar{Sf}$  : Kemiringan gesekan (*Friction Slope*) antar penampang

C : Koefisien kehilangan energi akibat penyempitan dan perluasan

Panjang antar penampang (*Cross section*) dirumuskan sebagai berikut :

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (2.72)$$

Dimana :

$L_{lob}, L_c, L_{rob}$  : Panjang antar penampang melintang, masing-masing adalah tebing kiri, sungai utama, tebing kanan.

$\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_c, \bar{Q}_{rob}$  : Debit rata-rata, masing-masing adalah debit untuk tepi kiri, sungai utama, tepi kanan.

## ii. Perhitungan Faktor Hantaran untuk Penampang Melintang

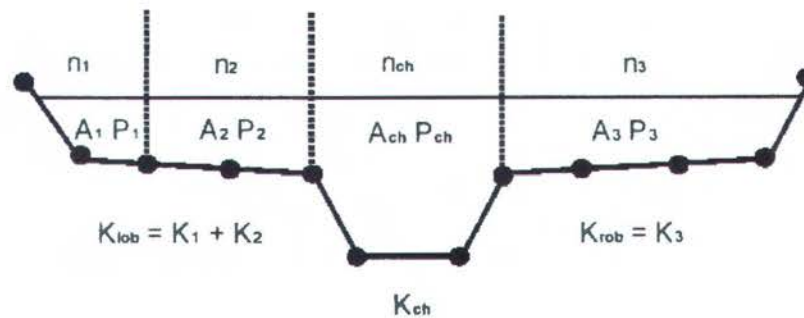
Perhitungan factor hantaran total dan koefisien kecepatan pada penampang melintang adalah dengan membagi dalam beberapa bagian yang mana kecepatan terdistribusi secara seragam. Pendekatan perhitungan Hec-Ras dapat dilihat pada gambar 2.10 dan perumusannya adalah :

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (2.73)$$

$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad (2.74)$$

Dimana :

- K : Faktor hantaran
- n : Angka kekasaran Manning
- A : Luasan
- R : Jari-jari hidraulik



Gambar 2.10 Metode pembagian untuk penentuan faktor hantaran

(Sumber : Hec-Ras Hydraulic Reference)

## iii. Angka Kekasaran Komposit Manning pada Sungai Utama

Untuk perhitungan  $n$  komposit, sungai utama dibagi  $N$  bagian, masing-masing diketahui keliling basah  $P_i$  dan angka kekasaran  $n_i$ .  $n_c$  dirumuskan sebagai berikut :

$$n_c = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \quad (2.75)$$

Dimana :

$n_c$  : Angka kekasaran komposit

$P$  : Keliling basah sungai utama

$P_i$  : Keliling basah bagian i

$n_i$  : Angka kekasaran bagian i

#### iv. Perhitungan Kehilangan Energi akibat Penyempitan dan Pelebaran

Hec-Ras menghitung kehilangan energi akibat penyempitan dan pelebaran dengan persamaan sebagai berikut :

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right| \quad (2.76)$$

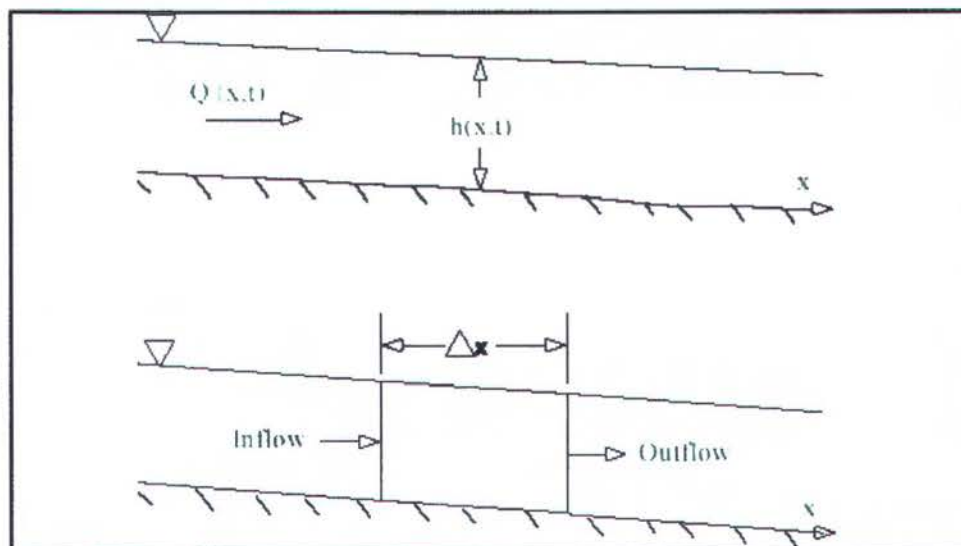
Dimana :

$C$  : Koefisien penyempitan dan pelebaran.

#### 2.11.2 Aliran Tidak Tetap (*Unsteady Flow*)

##### i. Persamaan Kontinuitas.

Pada gambar 2.11,  $x$  adalah jarak sepanjang sungai. Pada titik tengah *volume* kontrol, aliran dan total luas aliran ditandai dengan  $Q(x, t)$  dan  $At$ . Total luas aliran adalah jumlah luasan aktif ( $A$ ) dan *Storage* ( $S$ ).



Gambar 2.11 *Volume* kontrol untuk penentuan persamaan kontinuitas & momentum

(Sumber : Hec-Ras Hydraulic Reference)

Besar *inflow* pada *volume control* dirumuskan :

$$Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (2.77)$$

Besar *outflow* dirumuskan :

$$Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (2.78)$$

dan besar perubahan pada *storage* dirumuskan :

$$\frac{\partial A_t}{\partial t} \Delta x \quad (2.79)$$

Dengan mengasumsikan bahwa  $\Delta x$  adalah kecil, perubahan massa dalam *volume control* sama dengan :

$$\rho \frac{\partial A_t}{\partial t} \Delta x = \rho \left[ \left( Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) - \left( Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) + Q_l \right] \quad (2.80)$$

Dimana  $Q_l$  merupakan aliran lateral yang masuk ke *volume control*.  $\rho$  adalah massa jenis cairan. Penyederhanaan dan pembagian dengan  $\rho \Delta x$  akan menghasilkan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{\partial A_t}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (2.81)$$

Dimana  $q_l$  adalah *lateral inflow* per satuan lebar.

## ii. Persamaan Momentum

Persamaan momentum dirumuskan oleh Newton sebagai berikut :

$$\sum F_x = \frac{d\bar{M}}{dt} \quad (2.82)$$

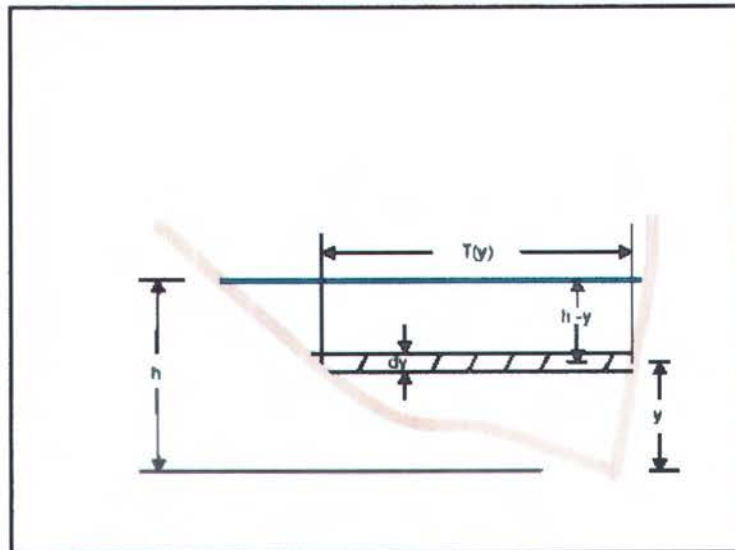
Ada tiga gaya yang dipertimbangkan, masing-masing adalah gaya tekan, gaya geser dan gaya berat.

### a. Gaya tekan

Gaya tekan dirumuskan sebagai berikut :

$$F_p = \int_0^h \rho g (h - y) T(y) dy \quad (2.83)$$

dimana  $h$  adalah kedalaman,  $y$  adalah jarak dan  $T(y)$  adalah fungsi lebar.



Gambar 2.12 Ilustrasi gaya tekan (Sumber : Hec-Ras Hydraulic Reference)

Jika  $F_p$  adalah gaya tekan arah  $x$  pada titik tengah *volume* kontrol, gaya di hulu pada *volume* kontrol dapat ditulis sebagai berikut :

$$F_p - \frac{\partial F_p}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (2.84)$$

dan pada hilir adalah :

$$F_p + \frac{\partial F_p}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \quad (2.85)$$

Jumlah gaya tekan pada *volume* kontrol dapat ditulis sebagai berikut :

$$F_{pn} = \left| F_p - \frac{\partial F_p}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right| - \left| F_p + \frac{\partial F_p}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right| + F_B \quad (2.86)$$

Dimana  $F_{pn}$  adalah gaya tekan bersih pada *volume* kontrol dan  $F_B$  adalah gaya yang digunakan pada arah  $x$ . Perumusan ini dapat disederhanakan menjadi :

$$F_{pn} = -\frac{\partial F_p}{\partial x} \Delta x + F_B \quad (2.87)$$

Penurunan persamaan menggunakan Leibnit dan kemudian mensubstitusikan pada persamaan diatas akan diperoleh :

$$F_{pn} = -\rho g \Delta x \left[ \frac{\partial h}{\partial x} \int_0^h T(y) dy + \int_0^h (h-y) \frac{\partial T(y)}{\partial x} dy \right] + F_n \quad (2.88)$$

Integral pertama persamaan diatas adalah luas penampang,  $A$ . Integral kedua adalah gaya tekan cairan yang besarnya sama dengan gaya berat namun arahnya berlawanan. Oleh karena itu gaya tekan dapat ditulis sebagai berikut:

$$F_{pn} = -\rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \quad (2.89)$$

b. Gaya Gravitasi

Gaya ini dikarenakan gaya berat cairan pada *volume control* dalam arah  $x$  :

$$F_g = \rho g A \sin \theta \Delta x \quad (2.90)$$

Dimana  $\theta$  adalah sudut yang dibentuk oleh sungai terhadap sumbu horizontal. Untuk sungai alam  $\theta$  adalah sangat kecil dan  $\sin \theta = \tan \theta = -\partial Z_o / \partial X$ . Oleh karena itu gaya gravitasi dapat ditulis :

$$F_g = -\rho g A \frac{\partial z_o}{\partial x} \Delta x \quad (2.91)$$

Gaya ini positif untuk kemiringan dasar sungai negative

c. Gaya geser

Gaya geser antara sungai dan cairan dapat ditulis :

$$F_f = -\tau_0 P \Delta x \quad (2.92)$$

Dimana  $\tau_0$  adalah tegangan geser rata-rata ( gaya/luas),  $P$  adalah keliling basah. Tanda negative menunjukkan bahwa aliran dalam arah  $x$  positive, gaya pada arah  $x$  negative. Dari analisa dimensi  $\tau_0$  dapat ditulis sebagai berikut :

$$\tau_0 = \rho C_D V^2 \quad (2.93)$$

dimana  $C_D$  adalah koefisien Geser

Hubungan koefisien geser dengan koefisien Chezy adalah :

$$C_D = \frac{g}{C^2} \quad (2.94)$$

Selanjutnya Persamaan Chezy ditulis sebagai berikut :

$$V = C \sqrt{RS_f} \quad (2.95)$$

Substitusi persamaan 2.93, 2.94 dan 2.95 kedalam pers. 2.92 akan menghasilkan :

$$F_p = -\rho g A S_f \Delta x \quad (2.96)$$

Dimana  $S_f$  adalah kemiringan geser. Dengan demikian persamaan manning dapat ditulis sebagai berikut:

$$S_f = \frac{Q|Q|n^2}{2.208R^{4/3}A^2} \quad (2.97)$$

dimana R adalah jari-jari hidraulik dan n adalah koefisien Manning.

### iii. Momentum Flux

Setelah tiga gaya diperoleh, tersisa momentum *flux*. *Flux* yang masuk kedalam *volume control* dapat ditulis :

$$\rho \left[ QV - \frac{\partial QV}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] \quad (2.98)$$

dan flux yang meninggalkan *volume control* dapat ditulis:

$$\rho \left[ QV + \frac{\partial QV}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right] \quad (2.99)$$

Oleh karena itu rata-rata *flux* yang masuk kedalam *volume control* adalah :

$$- \rho \frac{\partial QV}{\partial x} \Delta x \quad (2.100)$$

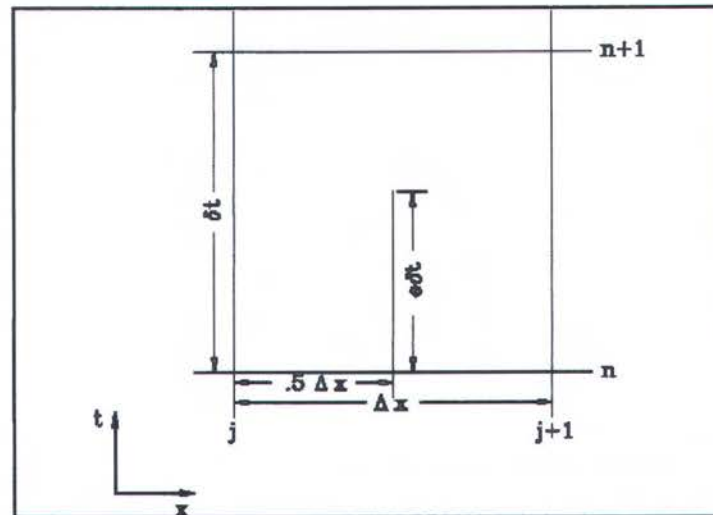
Selama momentum cairan pada *volume control* sama dengan  $\rho Q \Delta x$ , maka besar momentum dapat ditulis sebagai berikut :

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho Q \Delta x) = \rho \Delta x \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (2.101)$$

## 2.11.3 Aplikasi Persamaan Aliran Tidak Tetap dengan HEC-RAS

### i. Skema Implisit Beda Hingga

Prosedur yang telah berhasil dalam memecahkan persamaan aliran tidak tetap satu dimensi adalah skema implisit empat titik atau lebih dikenal sebagai skema kotak (*Box Scheme*). Pada skema ini kisi ruang (*space derivative*) dan nilai fungsi (*Function value*) di evaluasi pada titik – titik dalam (*interior point*)  $(n + \theta)\Delta t$ . Kemudian nilai  $(n + \theta)\Delta t$  dimasukkan pada seluruh persamaan. Untuk percabangan sungai akan menghasilkan persamaan simultan. Penyelesaian persamaan simultan merupakan aspek yang sangat penting pada skema ini.



Gambar 2.13 Tipe beda hinga (*Sumber : Hec-Ras Hydraulic Reference*)

Notasi berikut adalah :

$$f_j = f_j^n \quad (2.102)$$

dan

$$\Delta f_j = f_j^{n+1} - f_j^n \quad (2.103)$$

kemudian :

$$f_j^{n+1} = f_j^n + \Delta f_j \quad (2.104)$$

Bentuk umum skema implisit beda hinga adalah :

1. Kisi Waktu

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{\Delta f}{\Delta t} = \frac{0.5(\Delta f_{j+1} + \Delta f_j)}{\Delta t} \quad (2.105)$$

2. Kisi Ruang

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\Delta f}{\Delta x} = \frac{(f_{j+1} - f_j) + \theta(\Delta f_{j+1} - \Delta f_j)}{\Delta x} \quad (2.106)$$

3. Nilai Fungsi

$$f \approx \bar{f} = 0.5(f_j + f_{j+1}) + 0.5\theta(\Delta f_j + \Delta f_{j+1}) \quad (2.107)$$

## ii. Persamaan Kontinuitas

Persamaan kontinuitas mendiskripsikan konservasi masa untuk sistem satu

(1) dimensi. Persamaan kontinuitas adalah sebagai berikut :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (2.108)$$



Dimana :

$x$  : Jarak sepanjang sungai

$t$  : Waktu

$Q$  : Debit aliran

$A$  : Luas penampang

$S$  : Tampung

$Q_l$  : *Inflow lateral* persatuan lebar.

Persamaan diatas dapat ditulis masing – masing untuk sungai utama dan bantaran :

$$\frac{\partial Q_c}{\partial x_c} + \frac{\partial A_c}{\partial t} = q_f \quad (2.109)$$

dan

$$\frac{\partial Q_f}{\partial x_f} + \frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} = q_c + q_l \quad (2.110)$$

Dimana  $c$  adalah notasi untuk sungai utama dan  $f$  untuk bantaran sungai,  $q_l$  adalah *inflow lateral* persatuan lebar dan  $q_c$  dan  $q_f$  adalah pertukaran air antara sungai utama dan bantaran.

Pers.2.109 dan Pers. 2.110 didekati dengan menggunakan beda hingga implisit :

$$\frac{\Delta Q_c}{\Delta x_c} + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} = \bar{q}_f \quad (2.111)$$

$$\frac{\Delta Q_f}{\Delta x_c} + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} + \frac{\Delta S}{\Delta t} = \bar{q}_c + \bar{q}_l \quad (2.112)$$

Pertukaran massa adalah sama namun berlawanan tanda  $\Delta x_c q_c = -q_f \Delta x_f$ , sehingga persamaan menjadi :

$$\Delta Q + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} \Delta x_f + \frac{\Delta S}{\Delta t} \Delta x_f - \bar{Q}_l = 0 \quad (2.113)$$

dimana  $\bar{Q}_l$  adalah rata-rata *inflow lateral*

### iii. Persamaan Momentum

Untuk sungai tunggal berlaku perumusan :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (2.114)$$

Dimana :

$g$  : Percepatan gravitasi

$S_f$  : Kemiringan geser

$V$  : Kecepatan

Persamaan diatas untuk sungai utama adalah :

$$\frac{\partial Q_c}{\partial t} + \frac{\partial(V_c Q_c)}{\partial x_c} + gA_c \left( \frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right) = M_f \quad (2.115)$$

Sedangkan untuk bantaran :

$$\frac{\partial Q_f}{\partial t} + \frac{\partial(V_f Q_f)}{\partial x_f} + gA_f \left( \frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right) = M_c \quad (2.116)$$

$M_f$  dan  $M_c$  adalah momentum *flux* per satuan jarak.

Dengan menggunakan Pers. 2.105 sampai Pers. 2.107, Pers 2.115 dan Pers.

2.116 dapat didekati dengan beda hingga :

$$\frac{\Delta Q_c}{\Delta t} + \frac{\Delta(V_c Q_c)}{\Delta x_c} + g \bar{A}_c \left( \frac{\Delta z}{\Delta x_c} + \bar{S}_{fc} \right) = M_f \quad (2.117)$$

$$\frac{\Delta Q_f}{\Delta t} + \frac{\Delta(V_f Q_f)}{\Delta x_f} + g \bar{A}_f \left( \frac{\Delta z}{\Delta x_f} + \bar{S}_{ff} \right) = M_c \quad (2.118)$$

Catatan  $\Delta x_c M_c = -\Delta x_f M_f$

Sehingga persamaan diatas menjadi Pers. 2.119 :

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t} + \Delta(V_c Q_c) + \Delta(V_f Q_f) + g(A_c + A_f) \Delta z + g \bar{A}_c \bar{S}_{fc} \Delta x_c + g \bar{A}_f \bar{S}_{ff} \Delta x_f = 0$$

Gaya padanan dapat diperoleh dengan

$$g \bar{A}_f \bar{S}_{ff} \Delta x_e = g \bar{A}_c \bar{S}_{fc} \Delta x_c + g \bar{A}_f \bar{S}_{ff} \Delta x_f \quad (2.120)$$

dimana :

$\Delta x_e$  = Padanan lintasan aliran

$S_f$  = Kemiringan geser

$$A = \bar{A}_c + \bar{A}_f$$

Konvektive dapat ditulis ulang dengan faktor distribusi kecepatan

$$\beta = \frac{(V_c^2 A_c + V_f^2 A_f)}{V^2 A} = \frac{(V_c Q_c + V_f Q_f)}{QV} \quad (2.121)$$

Kemudian

$$\Delta(\beta V Q) = \Delta(V_c Q_c) + \Delta(V_f Q_f) \quad (2.122)$$

Bentuk akhir persamaan momentum adalah :

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t} + \Delta(\beta V Q) + g \bar{A} \Delta z + g \bar{A} \bar{S}_f \Delta x_e = 0 \quad (2.123)$$

Bentuk umum persamaan momentum adalah dengan dibagi  $\Delta x_e$

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e} + g \bar{A} \left( \frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f \right) = 0 \quad (2.124)$$

#### iv. Bentuk Beda Hingga untuk Persamaan Aliran Tak Tetap

Linierisasi, Implisit dan Persamaan Beda Hingga

Asumsi-asumsi yang digunakan :

1. Jika  $f \bullet f \gg \Delta f \bullet \Delta f$  kemudian  $\Delta f \bullet \Delta f = 0$
2. Jika  $g = g(Q, z)$ , kemudian  $\Delta g$  dapat didekati dengan bentuk pertama Deret Taylor.
3. Jika beda waktu  $\Delta t$  adalah kecil sehingga beberapa variabel dapat di secara eksplisit. Oleh karena itu  $h_j^{n+1} \approx h_j^n$  dan  $\Delta h_j = 0$

Asumsi 2 diterapkan pada kemiringan geser  $S_f$  dan luasan  $A$ , sedangkan asumsi 3 diterapkan pada kecepatan  $V$ , konvektive, faktor distribusi kecepatan  $\beta$ , padanan lintasan aliran  $x$ , faktor distribusi aliran,  $\Phi$ .

Pendekatan beda hingga persamaan kontinuitas dapat dilihat pada Tabel 2.2 dan untuk persamaan momentum dapat dilihat pada Tabel 2.3

Jika harga yang tidak diketahui adalah ruas kiri, berikut ini hasil linierisasi persamaannya :

$$CQI_j \Delta Q_j + CZI_j \Delta z_j + CQ2_j \Delta Q_{j+1} + CZ2_j \Delta z_{j+1} = CB_j \quad (2.125)$$

$$MQI_j \Delta Q_j + MZI_j \Delta z_j + MQ2_j \Delta Q_{j+1} + MZ2_j \Delta z_{j+1} = MB_j \quad (2.126)$$

Tabel 2.2 Pendekatan beda hingga untuk persamaan kontinuitas

Suku	Pendekatan Beda Hingga
$\Delta Q$	$(Q_{j+1} - Q_j) + \theta(\Delta Q_{j+1} - \Delta Q_j)$
$\frac{\partial A_c}{\partial t} \Delta x_c$	$0.5 \Delta x_{c_j} \frac{\left(\frac{dA_c}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dA_c}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$
$\frac{\partial A_f}{\partial t} \Delta x_f$	$0.5 \Delta x_{f_j} \frac{\left(\frac{dA_f}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dA_f}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$
$\frac{\partial S}{\partial t} \Delta x_f$	$0.5 x_{f_j} \frac{\left(\frac{dS}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{dS}{dz}\right)_{j+1} \Delta z_{j+1}}{\Delta t}$

(Sumber : Hec-Ras Hydraulic Reference)

Tabel 2.3 Pendekatan beda hingga untuk persamaan momentum

Suku	Pendekatan Beda Hingga
$\frac{\partial(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\partial t \Delta x_c}$	$\frac{0.5}{\Delta x_c \Delta t} (\partial Q_{c_j} \Delta x_{c_j} + \partial Q_{f_j} \Delta x_{f_j} + \partial Q_{c_{j+1}} \Delta x_{c_{j+1}} + \partial Q_{f_{j+1}} \Delta x_{f_{j+1}})$
$\frac{\Delta \beta V Q}{\Delta x_{c_j}}$	$\frac{1}{\Delta x_{c_j}} [(\beta V Q)_{j+1} - (\beta V Q)_j] + \frac{\theta}{\Delta x_{c_j}} [(\beta V Q)_{j+1} - (\beta V Q)_j]$
$g \bar{A} \frac{\Delta z}{\Delta x_c}$	$g \bar{A} \left[ \frac{z_{j+1} - z_j}{\Delta x_{c_j}} + \frac{\theta}{\Delta x_{c_j}} (\Delta z_{j+1} - \Delta z_j) \right] + \theta g \Delta \bar{A} \frac{(z_{j+1} - z_j)}{\Delta x_{c_j}}$
$g \bar{A} (\bar{S}_f + \bar{S}_h)$	$g \bar{A} (\bar{S}_f + \bar{S}_h) + 0.5 \theta g \bar{A} [(\Delta S_{f_{j+1}} + \Delta S_{f_j}) + (\Delta S_{h_{j+1}} + \Delta S_{h_j})] + 0.5 \theta g (\bar{S}_f + \bar{S}_h) (\Delta A_j + \Delta A_{j+1})$
$\bar{A}$	$0.5 (A_{j+1} + A_j)$
$\bar{S}_f$	$0.5 (S_{f_{j+1}} + S_{f_j})$
$\partial A_j$	$\left(\frac{dA}{dZ}\right)_j \Delta z_j$
$\partial S_{f_j}$	$\left(\frac{-2S_f}{K} \frac{dK}{dz}\right)_j \Delta z_j + \left(\frac{2S_f}{Q}\right) \Delta Q_j$
$\partial \bar{A}$	$0.5 (\Delta A_j + \Delta A_{j+1})$

(Sumber : Hec-Ras Hydraulic Reference)

Tabel 2.4 Koefisien untuk persamaan kontinuitas

Koefisien	Nilai
$CQ1_j$	$\frac{-\theta}{\Delta x_{cj}}$
$CZ1_j$	$\frac{0.5}{\Delta t \Delta x_{cj}} \left[ \left( \frac{dA_c}{dz} \right)_j \Delta x_{cj} + \left( \frac{dA_f}{dz} + \frac{dS}{dz} \right)_j \Delta x_{fj} \right]$
$CQ2_j$	$\frac{\theta}{\Delta x_{cj}}$
$CZ2_j$	$\frac{0.5}{\Delta t \Delta x_{cj}} \left[ \left( \frac{dA_c}{dz} \right)_{j+1} \Delta x_{cj} + \left( \frac{dA_f}{dz} + \frac{dS}{dz} \right)_{j+1} \Delta x_{fj} \right]$
$CB_j$	$-\frac{Q_{j+1} - Q_j}{\Delta x_{cj}} + \frac{Q_1}{\Delta x_{cj}}$

(Sumber : Hec-Ras Hydraulic Reference)

Tabel 2.5 Koefisien untuk persamaan momentum

Koefisien	Nilai
$MQ1_j$	$0.5 \frac{\Delta x_{cj} \phi_j + \Delta x_{fj} (1 - \phi_j)}{\Delta x_{cj} \Delta t} - \frac{\beta_j V_j \theta}{\Delta x_{cj}} + \theta g \bar{A} \frac{-(S_{fj} + S_{hj})}{Q_j}$
$MZ1_j$	$\frac{-g \bar{A} \theta}{\Delta x_{cj}} + 0.5 g (z_{j+1} - z_j) \left( \frac{dA}{dz} \right)_j \left( \frac{\theta}{\Delta x_{cj}} \right) - g \theta \bar{A} \left[ \left( \frac{dK}{dz} \right)_j \left( \frac{S_{fj}}{K_j} \right) + \left( \frac{dA}{dz} \right)_j \left( \frac{S_{hj}}{A_j} \right) \right] + 0.5 \theta g \left( \frac{dA}{dz} \right)_j (\bar{S}_f - \bar{S}_h)$
$MQ2_j$	$0.5 \left[ \Delta x_{cj} \phi_{j+1} + \Delta x_{fj} (1 - \phi_{j+1}) \right] \left( \frac{1}{\Delta x_{cj} \Delta t} \right) + \beta_{j+1} V_{j+1} \left( \frac{\theta}{\Delta x_{cj}} \right) + \frac{\theta g \bar{A}}{Q_{j+1}} (S_{fj+1} + S_{hj+1})$
$MZ2_j$	$\frac{g \bar{A} \theta}{\Delta x_{cj}} + 0.5 g (z_{j+1} - z_j) \left( \frac{dA}{dz} \right)_{j+1} \left( \frac{\theta}{\Delta x_{cj}} \right) - \theta g \bar{A} \left[ \left( \frac{dK}{dz} \right)_{j+1} \left( \frac{S_{fj+1}}{K_{j+1}} \right) + \left( \frac{dA}{dz} \right)_{j+1} \left( \frac{S_{hj+1}}{A_{j+1}} \right) \right] + 0.5 \theta g \left( \frac{dA}{dz} \right)_{j+1} (\bar{S}_f + \bar{S}_h)$
$MB_j$	$-\left[ (\beta_{j+1} V_{j+1} Q_{j+1} - \beta_j V_j Q_j) \left( \frac{1}{\Delta x_{cj}} \right) + \left( \frac{g \bar{A}}{\Delta x_{cj}} \right) (z_{j+1} - z_j) + g \bar{A} (\bar{S}_f + \bar{S}_h) \right]$

(Sumber : Hec-Ras Hydraulic Reference)



### v. Faktor Distribusi Debit Aliran

Distribusi debit aliran antara sungai utama dan bantaran harus ditentukan.

Porsi debit aliran di sungai utama dirumuskan sebagai berikut :

$$\phi_j = \frac{Q_{cj}}{Q_{cj} + Q_{fj}} \quad (2.127)$$

Fread (1976) berasumsi bahwa kemiringan geser adalah sama antara sungai utama dan bantaran, dengan begitu distribusi debit aliran dirumuskan sebagai perbandingan faktor hantaran :

$$\phi_j = \frac{K_{cj}}{K_{cj} + K_{fj}} \quad (2.128)$$

Pers. 2.128 ini yang digunakan dalam program Hec-Ras.

### vi. Kondisi Batas

#### a) Kondisi Batas Hulu

Kondisi batas hulu disyaratkan pada hulu sebuah sungai tidak ada hubungan lagi dengan percabangan lain dan *storage*. Kondisi batas hulu bisa menggunakan *hydrograph* yakni grafik hubungan debit dengan waktu.

Persamaannya adalah :

$$\Delta Q_k^{n+1} = Q_k^n - Q_k \quad (2.129)$$

Dimana  $k$  adalah tanda hulu dari sebuah sungai  $m$ . Bentuk beda hingga dari persamaan diatas adalah :

$$MUQ_m \Delta dQ_k = MUB_m \quad (2.130)$$

Dimana :

$$MUQ_m = 1$$

$$MUB_m = Q_1^{n+1} - Q_1^n$$

#### b) Kondisi Batas Hilir

Batas hilir disyaratkan hilir terakhir dari seluruh percabangan sungai yang tidak ada hubungan dengan percabangan lain atau *storage*. Empat tipe kondisi batas hilir masing-masing adalah :

- a. *Stage Hydrograph* adalah grafik hubungan waktu dengan elevasi muka air.

Perumusan yang diberikan :

$$\Delta Z_N = Z_N^{n+1} - Z_N^n \quad (2.131)$$

Bentuk persamaan beda hingga untuk persamaan diatas adalah :

$$CDZ_m \Delta z_N = CDB_m \quad (2.132)$$

Dimana :

$$CDZ_m = 1$$

$$CDB_m = z_N^{n+1} - z_N^n$$

- b. *Flow Hydrograph* dapat digunakan sebagai kondisi batas hilir jika pencatatan tersedia dan model dikalibrasi dengan kejadian banjir tertentu. Pada beda waktu  $(n+1)\Delta t$ , untuk kondisi batas *flow hydrograph*, bentuk persamaan beda hingga adalah :

$$CDQ_m \Delta Q_N = CDB_m \quad (2.133)$$

Dimana :

$$CDQ_m = 1$$

$$CDB_m = Q_N^{n+1} - Q_N^n$$

- c. *Single Valued Rating Curve* adalah debit dan muka air sebagai fungsi tetap. Contoh untuk tipe ini adalah curva untuk aliran seragam dan aliran tetap. Pada beda waktu  $(n+1)\Delta t$  kondisi batas ini mempunyai perumusan :

$$Q_N + \theta \Delta Q_N = D_{k-1} + \frac{D_k - D_{k-1}}{S_k - S_{k-1}} (z_N + \Delta z_N - S_{k-1}) \quad (2.134)$$

Dimana :

$D_k$  :  $K^{\text{th}}$  ordinat debit

$S_k$  :  $K^{\text{th}}$  ordinat tinggi muka air

Setelah pengelompokkan harga-harga yang belum diketahui pada ruas kiri, persamaan beda hingga dari persamaan diatas :

$$CDQ_m \Delta Q_N + CDZ_m \Delta z_N = CDB_m \quad (2.135)$$

Dimana :

$$CDQ_m = \theta$$

$$CDZ_m = \frac{D_k - D_{k-1}}{S_k - S_{k-1}}$$

$$CDB_m = Q_N + D_{k-1} + \frac{D_k - D_{k-1}}{S_k - S_{k-1}} (Z_N - S_{k-1})$$

## 2.12 Reservoir Routing

*Routing Reservoir* mempelajari jumlah air yang masuk ke tampungan akibat banjir. Untuk itu perlu diketahui karakteristik hubungan volume dan elevasi tampungan dan hubungan elevasi dan *outflow* untuk *spillway* ataupun *outlet* yang lain, dalam rangka memperkirakan variasi elevasi tampungan dan *outflow* untuk setiap waktunya.

Perambatan aliran air akibat banjir dalam tampungan merupakan fenomena aliran tidak tetap (*unsteady flow*). Dasar persamaan yang digunakan adalah perbedaan antara *inflow* dan *outflow* waduk sehingga dirumuskan :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (2.136)$$

Dimana  $I$  = besar *inflow*,  $O$  = besar *outflow* dan  $S$  = tampungan. Untuk kurun waktu  $\Delta t$  perbedaan *volume inflow* dan *outflow* dirumuskan dalam persamaan sebagai berikut :

$$\bar{I}\Delta t - \bar{O}\Delta t = \Delta S \quad (2.137)$$

Dimana  $\bar{I}$  = *inflow* rata-rata pada waktu  $\Delta t$ ,  $\bar{O}$  = *outflow* rata-rata pada waktu  $\Delta t$  dan  $\Delta S$  = perubahan tampungan. Dengan  $\bar{I} = (I_1 + I_2)/2$ ,  $\bar{O} = (O_1 + O_2)/2$  dan  $\Delta S = S_2 - S_1$ , maka Pers. 2.137 dapat disusun kembali menjadi :

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right)\Delta t - \left(\frac{O_1 + O_2}{2}\right)\Delta t = S_2 - S_1 \quad (2.138)$$

Beda waktu  $\Delta t$  seharusnya cukup pendek sehingga hidrograf *inflow* dan hidrograf *outflow* dapat diasumsikan sebagai garis lurus pada beda waktu tersebut. Selanjutnya  $\Delta t$  harus lebih pendek dari waktu berpindahnya gelombang banjir. Untuk *reservoir routing* diperlukan data-data sebagai berikut :



- Hubungan *volume* tampungan dan elevasi tampungan
- Hubungan elevasi permukaan air dan *outflow* dan hubungan tampungan dan *outflow*
- Hidrograf *inflow*
- Nilai awal untuk  $S$ ,  $I$  dan  $O$  pada waktu  $t = 0$

Dari Pers. kemudian dikembangkan sebuah metode yang dikenal dengan *Modified Pul's Method* dengan perumusan sebagai berikut :

$$\left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right)\Delta t + \left(S_1 - \frac{O_1\Delta t}{2}\right) = \left(S_2 + \frac{O_2\Delta t}{2}\right) \quad (2.139)$$

Pada permulaan *routing* banjir harus diketahui nilai awal tampungan dan besar *outflow*. Pada Pers. semua parameter di ruas kiri diketahui pada saat  $\Delta t$  awal sehingga nilai  $S_2 + \frac{O_2\Delta t}{2}$  diperoleh. Proses perhitungan di ulang sampai akhir waktu hidrograf *inflow*.

### 2.13 Debit Pelimpah

Debit yang melalui pelimpah dapat dihitung dengan perumusan :

$$Q = C L H_e^{1.5} \quad (2.140)$$

Dimana :

$C$  : Koefisien debit

$L$  : Panjang efektif mercu debit

$H_e$  : Tinggi energi total diatas mercu

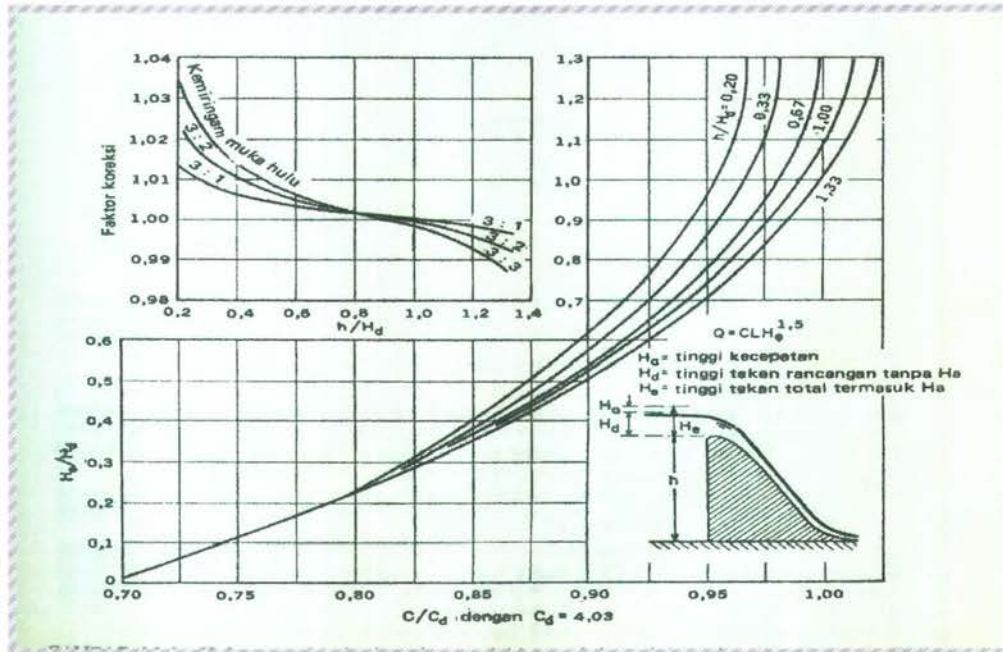
Panjang efektif mercu dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$L = L' - 0.1 N H \quad (2.141)$$

Dimana :

$L'$  : Panjang mercu

$N$  : Banyaknya penyempitan (penyempitan di kedua sisi  $N = 2$ , penyempitan satu sisi  $N = 1$  dan bila tidak ada penyempitan di kedua sisinya  $N = 0$ )



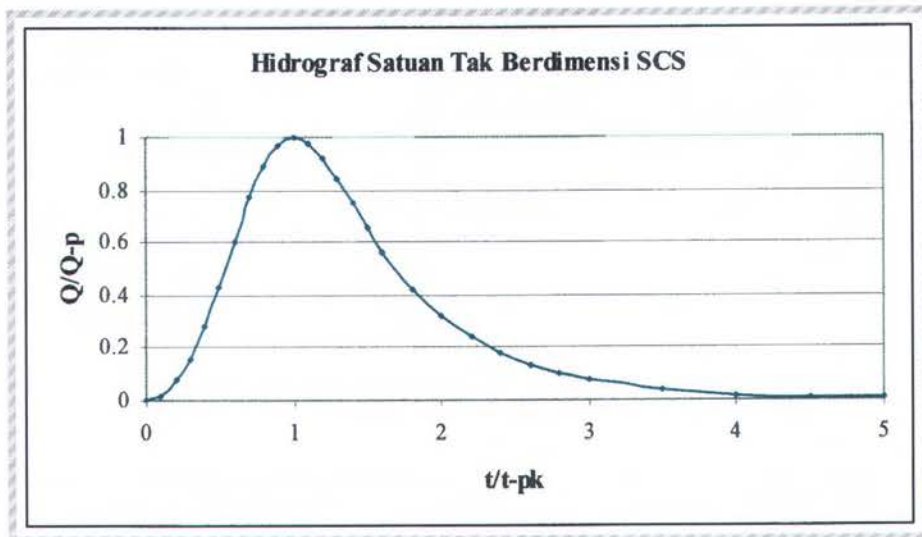
Gambar 2.14 Hubungan tinggi tekan dengan debit untuk bentuk pelimpah standar WES (*Waterways Experiment Station*)

(Sumber : *Hidrolika Saluran Terbuka, V T Chow, Nensi R*)

Hasil penelitian terhadap model pelimpah WES (*Waterways Experiment Station*) membuktikan bahwa pengaruh kecepatan masuk dapat diabaikan apabila tinggi  $h$  dari pelimpah melebihi  $1.33 H_d$ , dengan  $H_d$  adalah tinggi tekan tanpa tinggi kecepatan masuk. Berdasarkan keadaan ini dan dengan tinggi tekan rancangan (yakni  $h/H_d > 1.33$  dan  $H_e = H_d$  untuk tinggi kecepatan masuk diabaikan), koefisien debit  $C$  diketahui sebesar  $C_d = 4.03$ .

## 2.14 Hidrograf Satuan Tak Berdimensi

Hidrograf satuan tak berdimensi dikembangkan oleh The US Soil Conservation Service (SCS) sebagaimana disajikan pada Gambar. Ordinatnya merupakan perbandingan debit dengan debit puncak ( $Q/Q_p$ ) sedangkan absisnya adalah perbandingan waktu dengan waktu puncak ( $t/t_{pk}$ ).



Gambar 2.15 Hidrograf satuan tak berdimensi SCS

(Sumber : *Engineering Hydrology, K. Subramanya*)

## 2.15 Metode Rasional

Dalam perencanaan bangunan air seperti saluran pematuan, gorong-gorong, normalisasi saluran dan lain-lain diperlukan suatu rencana debit untuk mendimensi bangunan air tersebut. Salah satu metode yang digunakan adalah Metode Rasional.

Persamaan dasar Metode Rasional adalah :

$$Q_p = C A i \quad (2.142)$$

Dimana :

- $C$  = Koefisien pengaliran
- $A$  = Luas daerah pengaliran
- $i$  = Intensitas hujan

Perumusan umum Metode Rasional adalah :

$$Q_p = \frac{1}{3.6} C (i_{ic,p}) A \quad (2.143)$$

Dimana :

- $Q_p$  : Debit puncak ( $m^3/dt$ )
- $C$  : Koefisien pengaliran
- $(i_{ic,p})$  : Intensitas hujan rata-rata (mm/h)
- $A$  : Luas daerah pengaliran ( $km^2$ )

Besarnya intensitas hujan digunakan perumusan dari Dr. Mononobe yaitu :

$$i = \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{t_c} \right)^{2/3} \quad (2.144)$$

dan menurut Dr. Rzita,  $t_c$  adalah memenuhi persamaan sebagai berikut :

$$t_c = \frac{L}{V} \quad (2.145)$$

dengan :

$$V = 72 \left( \frac{H}{L} \right)^{0.6} \quad (2.146)$$

Dimana :

$L$  : Panjang sungai di daerah aliran (km)

$V$  : Kecepatan rambatan banjir (km/jam)

$H$  : Beda tinggi antara titik terjauh dengan titik pengamatan (km)

Tabel 2.6 Harga koefisien pengaliran (*Sumber : Hidrologi I, M. Sholeh*)

Keadaan daerah aliran	C
Bergunung dan curam	0.75 - 0.90
Pegunungan tersier	0.70 - 0.80
Sungai dengan tanah dan hujan di bagian atas dan bawahnya	0.50 - 0.75
Tanah dasar yang ditanami	0.45 - 0.60
Sawah waktu diairi	0.70 - 0.80
Sungai bergunung	0.75 - 0.85
Sungai dataran	0.45 - 0.75

## 2.16 Perencanaan Saluran

### 2.16.1 Elemen Geometri

Sifat-sifat dari bagian-bagian geometri penampang saluran seluruhnya ditentukan oleh bentuk geometri dari saluran dan kedalaman aliran. Definisi dari beberapa bagian geometri penampang saluran adalah sebagai berikut :

- a. Kedalaman aliran (*hydraulic depth*) dengan notasi  $d$  adalah kedalaman dari penampang aliran, sedang kedalaman  $h$  adalah kedalaman vertical, dalam hal sudut kemiringan dasar saluran sama dengan  $\theta$  maka :

$$h = \frac{d}{\cos \theta} \quad (2.147)$$

- b. Duga (*stage*) adalah elevasi atau jarak vertikal dari permukaan air di atas suatu datum (bidang persamaan).
- c. Lebar permukaan (*top width*) adalah lebar penampang saluran pada permukaan bebas. Notasi atau simbol yang digunakan untuk lebar permukaan adalah  $T$ , dan satuannya adalah satuan panjang.
- d. Luas penampang (*area*) mengacu pada luas penampang melintang dari aliran di dalam saluran. Notasi atau simbol yang digunakan untuk luas penampang ini adalah  $A$ , dan satuannya adalah satuan luas.
- e. Keliling basah (*wetted perimeter*) suatu penampang aliran didefinisikan sebagai bagian/porsi dari parameter penampang aliran yang bersentuhan (kontak) dengan batas benda padat yaitu dasar dan/atau dinding saluran. Notasi atau simbol yang digunakan untuk keliling basah ini adalah  $P$ , dan satuannya adalah satuan panjang.
- f. Jari-jari hidraulik (*hydraulic radius*) dari suatu penampang aliran bukan merupakan karakteristik yang dapat diukur langsung, tetapi sering sekali digunakan didalam perhitungan. Definisi dari jari-jari hidraulik adalah luas penampang dibagi keliling basah, dan oleh karena itu mempunyai satuan panjang; notasi atau simbol yang digunakan adalah  $R$ , dan satuannya adalah satuan panjang.

$$R = \frac{A}{O} \quad (2.148)$$

- g. Kedalaman hidraulik (*hydraulic depth*) dari suatu penampang aliran adalah luas penampang dibagi lebar permukaan, dan oleh karena itu mempunyai satuan panjang. Simbol atau notasi yang digunakan adalah  $D$ .








$$D = \frac{A}{T} \quad (2.149)$$

- h. Faktor Penampang untuk perhitungan aliran kritis (*section factor for critical-flow computation*) adalah perkalian dari luas penampang aliran  $A$  dan akar dari kedalaman hidraulik  $D$ . Simbol atau notasi yang digunakan adalah  $Z$ .

$$Z = A\sqrt{D} = A\sqrt{A/T} \quad (2.150)$$

- i. Faktor Penampang untuk perhitungan aliran seragam (*section factor for uniform-flow computation*) adalah perkalian dari luas penampang aliran  $A$  dan pangkat  $2/3$  dari jari-jari hidraulik :  $AR^{2/3}$

Tabel 2.7 Unsur-unsur geometris penampang saluran

Penampang	Luas A	Keliling basah O	Jari-jari hidraulik R	Lebar puncak T	Kedalaman hidraulik D	Faktor penampang Z
 Persegi Panjang	$Bh$	$B+2h$	$\frac{Bh}{B+2h}$	$B$	$h$	$Bh^{1.5}$
 Trapezium	$(B+zh)h$	$B+2h\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(B+zh)h}{B+2h\sqrt{1+z^2}}$	$B+2zh$	$\frac{(B+zh)h}{B+2zh}$	$\frac{[(B+zh)h]^{1.5}}{\sqrt{B+2zh}}$
 Segi tiga	$zh^2$	$2h\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zh}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zh$	$\frac{1}{2}h$	$\frac{\sqrt{2}}{2}zh^{2.5}$
 Lingkaran	$\frac{1}{2}(\theta - \sin\theta)d_0^2$	$\frac{1}{2}\theta d_0$	$\frac{1}{4}(1 - \frac{\sin\theta}{\theta})d_0$	$\frac{(\sin \frac{1}{2}\theta)d_0}{2\sqrt{h}(d_0-h)}$	$\frac{1}{6}(\frac{\theta - \sin\theta}{\sin \frac{1}{2}\theta})d_0$	$\frac{\sqrt{2}(\theta - \sin\theta)^{1.5}}{32(\sin \frac{1}{2}\theta)^{0.5}}d_0^{2.5}$
 Parabola	$\frac{1}{2}Th$	$T + \frac{2}{3}h^2$	$\frac{2T^2h}{3T^2 + 8h^2}$	$\frac{3}{2}h$	$\frac{2}{3}h$	$\frac{3}{8}\sqrt{6}Th^{1.5}$
 Persegi panjang sisi dibulatkan	$(\frac{\pi}{2}-2)r^2 + (B+2r)h$	$(\pi-2)r + B + 2h$	$\frac{(\frac{\pi}{2}-2)r^2 + (B+2r)h}{(\pi-2)r + B + 2h}$	$B+2r$	$\frac{(\frac{\pi}{2}-2)r^2}{B+2r} + h$	$\frac{[(\frac{\pi}{2}-2)r^2 + (B+2r)h]^{1.5}}{\sqrt{B+2r}}$
 Segi tiga dalam lingkaran	$\frac{I^2}{4} - \frac{I^2}{2}(1-z \cos^2 \frac{1}{2})$	$\frac{I}{2}\sqrt{1+z^2} - \frac{2r}{2}(1-z \cos^2 \frac{1}{2})$	$\frac{A}{O}$	$2[r(h-r) + r\sqrt{1+z^2}]$	$\frac{A}{T}$	$A\sqrt{\frac{A}{T}}$

\*) Perkiraan yang paling cocok untuk interval  $0 < \alpha < \pi$ , bila  $\alpha = 4h/T$ . Bila  $\alpha > \pi$ , dipakai hubungan  $P = (T/2)[\sqrt{1+z^2} + 1/x \ln(x + \sqrt{1+z^2})]$

(Sumber : Hidrolika Saluran Terbuka, Anggrahini)

### 2.16.2 Kemiringan Saluran

Kemiringan longitudinal dasar saluran pada umumnya ditentukan berdasarkan kondisi topografi dan kemiringan garis energi yang diperlukan untuk aliran. Dalam banyak hal kemiringan longitudinal juga tergantung pada kegunaan saluran seperti untuk irigasi, drainase, pembangkit listrik tenaga air, pengaliran air baku untuk air minum dan industri. Sesuai dengan kegunaannya harus diusahakan agar kemiringan longitudinal ini sekecil mungkin untuk menjaga kehilangan tinggi tekan.

Kemiringan tebing saluran (*side slope*) pada dasarnya tergantung pada sifat-sifat tanah dimana saluran dibuat. Besarnya kemiringan minimum untuk saluran tanah yang dibuat dengan bahan kohesif yang dipadatkan dengan baik dapat dilihat pada Tabel 2.8

Tabel 2.8 Kemiringan minimum tebing saluran untuk berbagai jenis tanah  
(Standar Perencanaan Irigasi Departemen Pekerjaan Umum)

Bahan tanah	Kisaran kemiringan
Batu	< 0.25
Gambut kenyal	1 – 2
Lempung kenyal geluh (loam), tanah	1 – 2
Lempung pasiran, tanah pasiran kohesif	1.5 – 2.5
Pasir lanauan, kerikil halus	2 – 3
Gambut tanah	3 – 4

(Sumber : Hidrolika Saluran Terbuka, Anggrahini)

Untuk material mudah tererosi penentuan kemiringan tebing saluran harus lebih teliti dan harus diperiksa terhadap kriteria kecepatan maksimum yang diijinkan atau terhadap kriteria gaya seret atau gaya tarik, dan atau kriteria lainnya. Misalnya kemiringan tebing untuk saluran timbunan yang dipadatkan tergantung pada kedalaman air dan tinggi jagaan. Besarnya kemiringan minimum tebing untuk saluran timbunan yang dipadatkan untuk beberapa kedalaman aliran adalah seperti pada Tabel. 2.9

Tabel 2.9 Kemiringan tebing minimum untuk saluran timbunan yang dipadatkan dengan baik (Standar Perencanaan Irigasi D P U)

Kedalaman Air + Tinggi Jagaan D (m)	Kemiringan Minimum Tebing
$D \leq 1.0$	1 : 1
$1.0 \leq D \leq 2.0$	1 : 1.5
$D \geq 2$	1 : 2

(Sumber : Hidrolika Saluran Terbuka, Anggrahini)

### 2.16.3 Tinggi Jagaan (*Freeboard*)

Tinggi jagaan dari suatu saluran adalah jarak vertikal dari puncak tanggul sampai ke permukaan air pada kondisi perencanaan. Jarak ini harus cukup untuk menampung gelombang dan fluktuasi permukaan air. Tinggi jagaan berguna untuk menaikkan muka air di atas tinggi muka air maksimum dan mencegah kerusakan tanggul akibat peluapan (*overtopping*). Meningginya permukaan air sampai melebihi permukaan air yang direncanakan untuk tinggi jagaan disebabkan oleh gelombang karena angin, penutupan pintu air di hilir secara tiba-tiba, akibat pasang surut, loncatan air, pengaliran air ke saluran, sedimentasi atau peningkatan koefisien kekasaran atau kesalahan operasi bangunan air di saluran (bukan karena penambahan debit). Untuk keperluan perencanaan irigasi di Indonesia besarnya tinggi jagaan yang disyaratkan di dalam Standarisasi Perencanaan Irigasi Departemen Pekerjaan Umum Republik Indonesia seperti pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10 Tinggi jagaan minimum untuk saluran dari tanah dan dari pasangan

Q (m <sup>3</sup> /dt)	Tinggi Jagaan (m) (Pasangan)	Tinggi Jagaan (m) (Saluran dari Tanah)
< 0.50	0.20	0.40
0.50 – 1.50	0.20	0.50
1.50 – 5.00	0.25	0.60
5.00 – 10.00	0.30	0.75
10.00 – 15.00	0.40	0.85
> 15.00	0.50	1.00

(Sumber : Hidrolika Saluran Terbuka, Anggrahini)



#### 2.16.4 Kecepatan Minimum yang Diiijinkan

Agar penampang saluran tidak berkurang luasnya karena endapan maka terjadinya pengendapan di saluran harus dihindari. Istilah kecepatan minimum yang diijinkan atau kecepatan yang tidak menyebabkan terjadinya endapan menunjukkan besarnya kecepatan minimum yang tidak menyebabkan terjadinya sedimentasi atau tumbuhnya tanaman air dan ganggang. Tidak ada harga tertentu untuk kecepatan minimum ini karena sangat tergantung pada material yang diangkutnya. Pada kecepatan rata-rata kurang 0.76 m/dt biasanya cukup untuk mencegah tumbuhnya tanaman air yang dapat menurunkan kapasitas angkut atau kapasitas hantaran suatu saluran.

#### 2.16.5 Kecepatan Maksimum yang Diiijinkan

Kecepatan maksimum yang diijinkan atau kecepatan tidak menyebabkan erosi, merupakan kecepatan rata-rata terbesar yang tidak akan menyebabkan erosi pada tubuh saluran. Kecepatan yang dimaksud sangat tidak tentu dan bervariasi. Secara umum dapat ditentukan, bahwa saluran-saluran lama yang telah mengalami berkali-kali pergantian musim akan dapat lebih tahan terhadap kecepatan yang lebih tinggi daripada kecepatan di saluran baru. Hal ini terjadi karena dasar saluran-saluran lama telah stabil, terutama oleh sedimentasi material koloidal. Fortier dan Scobey pada tahun 1952 mempublikasikan suatu tabel yang kemudian dikenal dengan tabel kecepatan maksimum yang diijinkan, seperti Tabel 2.11

#### 2.17 Stabilitas Numerik

Stabilitas numerik pada model matematika adalah untuk meninjau stabilitas dan konvergensi dari suatu skema dengan jalan mengetahui harga bilangan Courants ( $Cr$ ). Skema dikatakan stabil jika  $Cr \leq 1$  (Budi Wignyasukarto, 1986)

$$Cr = \frac{\Delta t(U + c)}{\Delta x} \quad (2.151)$$

Dimana :

$Cr$  : Angka Courant

$U$  : Kecepatan aliran (m/dt)

$c$  : Kecepatan rambat gelombang (*celerity*) (m/dt<sup>2</sup>)

Untuk skema implisit stabilitas numerik tersebut tidak perlu dilakukan, karena skema tersebut stabil tanpa syarat, artinya  $\Delta t$  dapat diambil sembarang besaran

Tabel 2.11 Kecepatan maksimum yang diijinkan menurut Fortier dan Scobey

Jenis bahan saluran	n	Air jernih				Air mengandung lanau kolloidal			
		$\bar{u}$ ft/sec	$\bar{\tau}_0$ lb/ft <sup>2</sup>	$\bar{u}$ m/dt	$\bar{\tau}_0$ N/m <sup>2</sup>	$\bar{u}$ ft/sec	$\bar{\tau}_0$ lb/ft <sup>2</sup>	$\bar{u}$ m/dt	$\bar{\tau}_0$ N/m <sup>2</sup>
- Pasir	0.020	1.50	0.027	0.457	1.29	2.50	0.075	0.762	3.59
- Lanau berpasir, non kolloidal	0.020	1.75	0.037	0.533	1.77	2.50	0.075	0.762	3.59
- Lanau halus, non kolloidal	0.020	2.00	0.048	0.610	2.30	3.00	0.11	0.914	5.27
- Lanau aluvial, non kolloidal	0.020	2.00	0.048	0.610	2.30	3.50	0.15	1.07	7.18
- Lanau kaku biasa	0.020	2.50	0.075	0.762	3.59	3.50	0.15	1.07	7.18
- Lanau aluvial, kolloidal	0.025	3.75	0.260	1.140	12.40	5.00	0.40	1.52	22.0
- Lanau bergradasi sampai kerakal	0.030	3.75	0.380	1.140	18.20	5.00	0.66	1.52	31.6
- Lanau bergradasi sampai kerakal bila kolloidal	0.030	4.00	0.430	1.220	20.60	5.50	0.80	1.68	38.3
- Kerikil kasar non kolloidal	0.025	4.00	0.300	1.220	14.22	6.00	0.67	1.83	32.1
- Kerakal dan batuan bulat	0.035	5.00	0.910	1.520	43.60	5.50	1.10	1.68	52.7

(Sumber : Hidrolika Saluran Terbuka, Anggrahini)

## BAB III METODOLOGI PENELITIAN

### 3.1 Lokasi Studi

Penelitian akan dilaksanakan di Kali Kedurus Hilir sampai muaranya di Kali Surabaya, sepanjang Kali Kedurus terdapat pompa drainase yaitu Pompa Gunungsari II yang pembuangan akhirnya di Kali Kedurus. Lokasi studi penelitian disajikan dalam Gambar 3.1.

### 3.2 Metode Penelitian

Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah metode simulasi model matematika dengan model aliran tidak tetap (*unsteady flow*) satu dimensi Hec-Ras. Adapun tahapan yang dilakukan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut :

#### 3.2.1 Studi Literatur

Studi literatur dimaksudkan untuk mendapatkan referensi dan untuk memperoleh informasi lebih mendalam tentang teori-teori yang terkait dan diperlukan dalam menganalisa permasalahan yang akan menjadi pokok pembahasan penelitian.

#### 3.2.2 Pengumpulan Data dan Survei Lapangan

Pengumpulan data dalam penelitian ini meliputi :

- ❖ Data Karakteristik Kali Kedurus  
Data karakteristik meliputi : Peta topografi, Profil penampang melintang dan Profil penampang memanjang Kali Kedurus.
- ❖ Data observasi elevasi muka air dan debit di 3 (tiga) tempat, masing-masing adalah :
  - a. Patok 85 di Jembatan Lidah Kulon digunakan untuk data batas kondisi hulu
  - b. Patok 23 di Jembatan Kramat digunakan untuk data kalibrasi.
  - c. Patok 0 di Jembatan pada muara Kali Kedurus untuk data batas kondisi hilir
- ❖ Data hidrologi pada daerah pematusan Kali Kedurus.

### **3.2.3 Pemodelan Matematika**

Tahap-tahap dalam pemodelan matematika meliputi : diskritisasi dan skematisasi Kali Kedurus, formulasi model matematika, penyelesaian persamaan atau formulasi model matematika.

### **3.2.4 Kalibrasi dan Modifikasi Model**

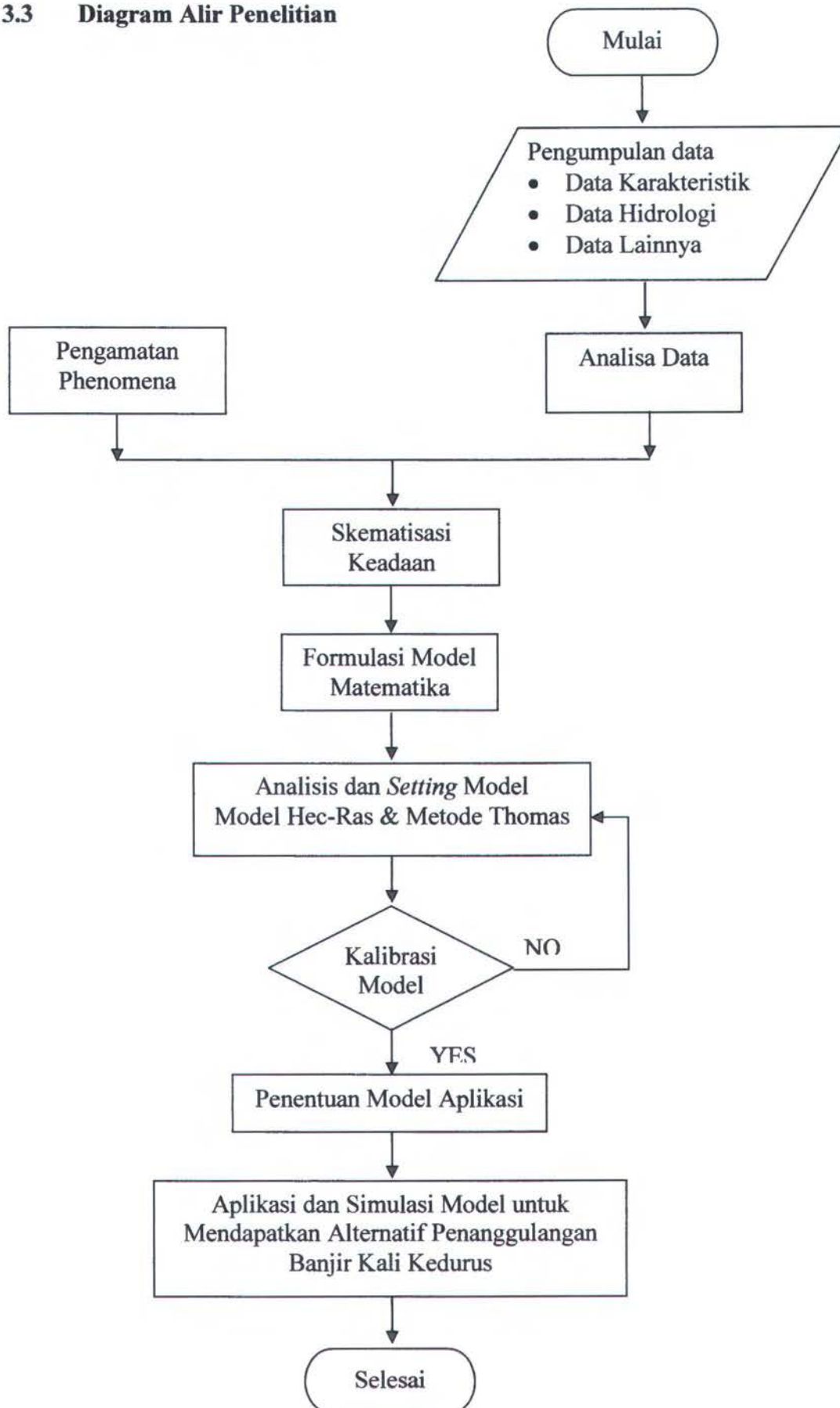
Hasil output model harus dikalibrasi dengan kondisi lapangan untuk kondisi yang bersesuaian. Dalam kalibrasi ini diperlukan data pencatatan dilapangan (Kali Kedurus). Telah dilakukan pencatatan dengan menggunakan *Current meter* di tiga lokasi, masing-masing adalah Jembatan Lidah Kulon, Jembatan Kramat dan Jembatan Hilir Kali Kedurus pada tanggal 6 Mei 2006.

### **3.2.5 Aplikasi dan Simulasi Model**

Setelah diperoleh model yang mempunyai performa baik selanjutnya diaplikasikan pada Kali Kedurus untuk mendapatkan berbagai alternatif penanggulangan banjir Kali Kedurus Hilir.



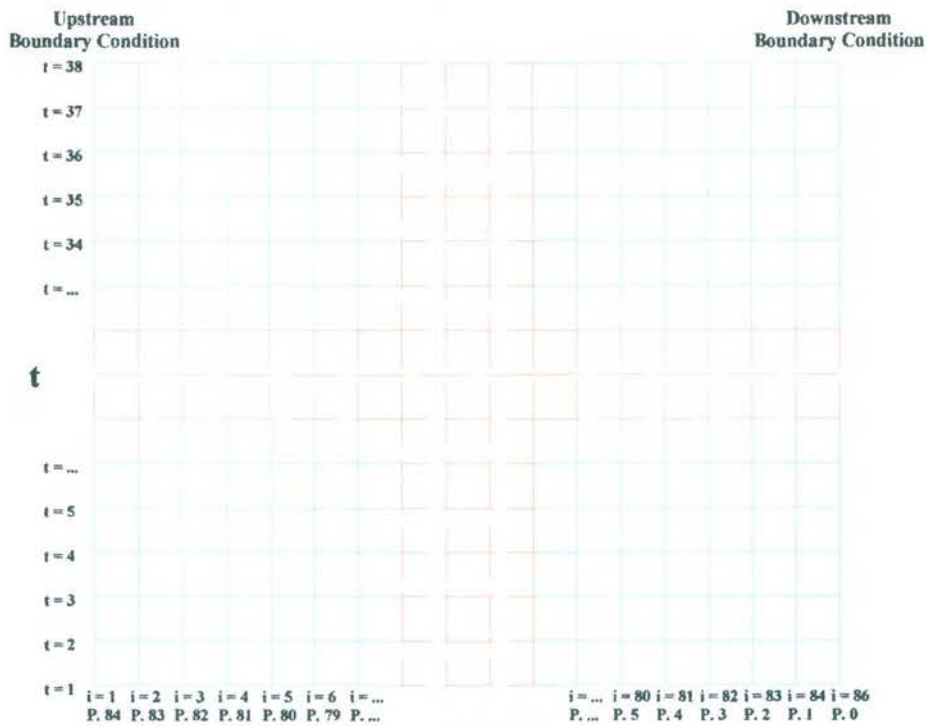
## 3.3 Diagram Alir Penelitian



## BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN

### 4.1 Skematisasi dan Diskritisasi Keadaan

Langkah pertama dalam pemodelan matematika adalah skematisasi keadaan, maksudnya adalah menggambarkan bagaimana suatu kondisi sungai dilapangan didiskritkan untuk keperluan model matematika. Panjang Kali Kedurus Hilir adalah 8.5 km dari hilirnya di Kali Surabaya. Selanjutnya disusun kisi beda hingga ruang ( $x$ ) dan waktu ( $t$ ), untuk kisi beda hingga ruang jarak antar titik – titik hitungan adalah 100 meter dan untuk kisi beda hingga waktu digunakan periode waktu sepuluh (10) menit-an. Titik hitungan pertama ( $x = 0$ ) adalah kilometer 8.5 yang kemudian disebut P 85. Pada titik ini akan digunakan sebagai batas hulu (*Upstream Boundary Condition*) dan titik hitungan terakhir ( $x = 85$ ) adalah P 0 yakni berada di Kali Surabaya. Pada P 0 ini digunakan sebagai batasan hilir (*Downstream Boundary Condition*). Hasil diskritisasi situasi Kali Kedurus dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Hasil diskritisasi Kali Kedurus

## 4.2 Data Pencatatan

Untuk penyelesaian persamaan matematik aliran tidak tetap dan kalibrasi model diperlukan data-data yang berperan sebagai data kondisi batas ataupun data kalibrator. Data-data yang tersedia adalah data tinggi muka air dan data debit dalam periode waktu 10 menit-an, dimulai pada jam 09.00 sampai 15.00 (06 Mei 2006). Data tersebut meliputi data kondisi batas hilir (*upstream boundary condition*) yang diambil pada Patok 85, data kondisi batas hulu (*downstream boundary condition*) yang diambil pada Patok 0 dan data kalibrator yang diambil pada Patok 23. Masing-masing data adalah sebagai berikut :

Tabel 4.1 Data pencatatan kedalaman aliran pada Patok 0

Waktu (menit)	Kedalaman Aliran (m)	Elevasi Muka Air (m)
09.00 - 1	1.18	3.15
09.10 - 2	1.18	3.15
09.20 - 3	1.20	3.17
09.30 - 4	1.21	3.18
09.40 - 5	1.22	3.19
09.50 - 6	1.12	3.09
10.00 - 7	1.10	3.07
10.10 - 8	1.06	3.03
10.20 - 9	1.12	3.09
10.30 - 10	1.12	3.09
10.40 - 11	1.13	3.1
10.50 - 12	1.14	3.11
11.00 - 13	1.14	3.11
11.10 - 14	1.15	3.12
11.20 - 15	1.15	3.12
11.30 - 16	1.15	3.12
11.40 - 17	1.15	3.12
11.50 - 18	1.16	3.13
12.00 - 19	1.16	3.13



Waktu (menit)	Kedalaman Aliran (m)	Elevasi Muka Air (m)
12.10 - 20	1.16	3.13
12.20 - 21	1.18	3.15
12.30 - 22	1.20	3.17
12.40 - 23	1.20	3.17
12.50 - 24	1.21	3.18
13.00 - 25	1.21	3.18
13.10 - 26	1.21	3.18
13.20 - 27	1.21	3.18
13.30 - 28	1.22	3.19
13.40 - 29	1.22	3.19
13.50 - 30	1.22	3.19
14.00 - 31	1.22	3.19
14.10 - 32	1.22	3.19
14.20 - 33	1.22	3.19
14.30 - 34	1.22	3.19
14.40 - 35	1.22	3.19
14.50 - 36	1.22	3.19
15.00 - 37	1.22	3.19

Sumber : Data pencatatan di lapangan

Tabel 4.2 Data pencatatan kedalaman aliran pada Patok 23

Waktu (menit)	Kedalaman Aliran (cm)	Konversi Kedalaman Aliran (cm)	Elevasi Muka Air (m)
09.00 - 1	122	105.0	3.130
09.10 - 2	123	105.9	3.139
09.20 - 3	123	105.9	3.139
09.30 - 4	125.5	108.1	3.161
09.40 - 5	127	109.3	3.173
09.50 - 6	127.5	109.8	3.178
10.00 - 7	122	105.0	3.130
10.10 - 8	121	104.2	3.122
10.20 - 9	119.5	102.9	3.109
10.30 - 10	120	103.3	3.113
10.40 - 11	120	103.3	3.113
10.50 - 12	120	103.3	3.113
11.00 - 13	120.5	103.8	3.118
11.10 - 14	120.5	103.8	3.118
11.20 - 15	121	104.2	3.122
11.30 - 16	121	104.2	3.122
11.40 - 17	121	104.2	3.122
11.50 - 18	121.5	104.6	3.126
12.00 - 19	121.5	104.6	3.126
12.10 - 20	124	106.8	3.148
12.20 - 21	125	107.6	3.156
12.30 - 22	125	107.6	3.156
12.40 - 23	125	107.6	3.156
12.50 - 24	126	108.5	3.165
13.00 - 25	126	108.5	3.165
13.10 - 26	128	110.2	3.182
13.20 - 27	129	111.1	3.191
13.30 - 28	129	111.1	3.191
13.40 - 29	129.5	111.5	3.195
13.50 - 30	129.5	111.5	3.195

Waktu (menit)	Kedalaman Aliran (cm)	Konversi Kedalaman Aliran (cm)	Elevasi Muka Air (m)
14.00 - 31	129.5	111.5	3.195
14.10 - 32	129.5	111.5	3.195
14.20 - 33	129.5	111.5	3.195
14.30 - 34	129.5	111.5	3.195
14.40 - 35	129.5	111.5	3.195
14.50 - 36	129.5	111.5	3.195
15.00 - 37	129.5	111.5	3.195

Sumber : Data pencatatan di lapangan

Tabel 4.3 Data pencatatan kedalaman aliran pada Patok 85

Waktu (menit)	Kedalaman Aliran (m)	Elevasi Muka Air (m)	Debit Aliran (Q) (m <sup>3</sup> /dt)
09.00 - 1	0.33	4.29	0.35
09.10 - 2	0.33	4.29	0.35
09.20 - 3	0.32	4.28	0.32
09.30 - 4	0.32	4.28	0.32
09.40 - 5	0.32	4.28	0.32
09.50 - 6	0.33	4.29	0.35
10.00 - 7	0.33	4.29	0.35
10.10 - 8	0.33	4.29	0.35
10.20 - 9	0.33	4.29	0.35
10.30 - 10	0.33	4.29	0.35
10.40 - 11	0.33	4.29	0.35
10.50 - 12	0.33	4.29	0.35
11.00 - 13	0.33	4.29	0.35
11.10 - 14	0.33	4.29	0.35
11.20 - 15	0.33	4.29	0.35
11.30 - 16	0.33	4.29	0.35
11.40 - 17	0.33	4.29	0.35
11.50 - 18	0.33	4.29	0.35
12.00 - 19	0.33	4.29	0.35

Waktu (menit)	Kedalaman Aliran (m)	Elevasi Muka Air (m)	Debit Aliran (Q) (m <sup>3</sup> /dt)
12.10 - 20	0.35	4.31	0.41
12.20 - 21	0.38	4.34	0.51
12.30 - 22	0.41	4.37	0.62
12.40 - 23	0.44	4.4	0.73
12.50 - 24	0.47	4.43	0.85
13.00 - 25	0.48	4.44	0.89
13.10 - 26	0.48	4.44	0.89
13.20 - 27	0.5	4.46	0.98
13.30 - 28	0.51	4.47	1.02
13.40 - 29	0.5	4.46	0.98
13.50 - 30	0.5	4.46	0.98
14.00 - 31	0.47	4.43	0.85
14.10 - 32	0.47	4.43	0.85
14.20 - 33	0.43	4.39	0.69
14.30 - 34	0.43	4.39	0.69
14.40 - 35	0.4	4.36	0.58
14.50 - 36	0.39	4.35	0.55
15.00 - 37	0.36	4.32	0.45

Sumber : Data pencatatan di lapangan

### 4.3 Pemodelan Matematik Hec-Ras

Kali Kedurus Hilir yang mempunyai panjang  $\pm 8.5$  km dapat dibagi dalam dua bagian yakni bagian I berupa saluran tanah (alam) (P.85 – P.49) dan bagian II berupa saluran dengan pasangan (P.48 – P.0). Pada saat pengamatan (06 Mei 2006) bagian saluran dengan pasangan pada P.0 – P.17, kondisi saluran relatif bersih sedangkan pada P.18 – P.48, kondisi saluran banyak ditumbuhi rumput dan beberapa tanaman. Untuk satu kondisi angka Manning menerjemahkan dalam tiga angka/nilai n, masing-masing adalah n minimum, n normal dan n maksimum. Berdasarkan kondisi tersebut maka angka kekasaran Manning yang digunakan adalah :

P.0 – P.17

Kondisi : Tebing diplester beton dan *main channel* relatif bersih, tanpa tumbuhan

Bagian tebing : n minimum = 0.015

: n normal = 0.017

: n maksimum = 0.020

*Main Channel* : n minimum = 0.023

: n normal = 0.025

: n maksimum = 0.030

P.18 – P.48

Kondisi : Tebing diplester beton dan *main channel* tidak begitu bersih banyak ditumbuhi rumput dan tanaman air lainnya

Bagian tebing : n minimum = 0.015

: n normal = 0.017

: n maksimum = 0.020

*Main Channel* : n minimum = 0.025

: n normal = 0.030

: n maksimum = 0.033

P.49 - P.85

Kondisi : Saluran tanah (alam), banyak tanaman pengganggu

Saluran tanah : n minimum = 0.033

: n normal = 0.040

: n maksimum = 0.045

#### 4.3.1 Perhitungan Angka Kekasaran Manning Komposit

Perhitungan angka kekasaran Manning komposit menggunakan Perumusan Horton dan Einstein.

$$n_c = \left[ \frac{\sum_{N=1}^N (O_N n_N^{1.5})}{O} \right]^{2/3} = \left( \frac{O_1 n_1^{1.5} + O_2 n_2^{1.5} + \dots + O_N n_N^{1.5}}{O} \right)^{2/3} \quad (2.66)$$

Contoh perhitungan  $n$  komposit (kondisi  $n$  normal) - (P.0)



Gambar 4.2 Penampang melintang P.0

Pada elevasi + 2.304

$$n_c = \left( \frac{0.36 \times 0.017^{1.5} + 36.012 \times 0.025^{1.5} + 0.33 \times 0.017^{1.5}}{36.702} \right)^{2/3} = 0.0244$$

Pada elevasi + 5.804

$$n_c = \left( \frac{3.86 \times 0.017^{1.5} + 36.012 \times 0.025^{1.5} + 3.83 \times 0.017^{1.5}}{43.702} \right)^{2/3} = 0.02325$$

Harga  $n_c$  setiap beda ketinggian, akan menjadi salah satu input data dalam program Hec-Ras.

#### 4.3.2 Pemrograman Hec-Ras

Input data dalam program Hec-Ras meliputi kondisi batas hulu, kondisi batas hilir, kondisi geometrik (*cross and long section*,  $n_c$ , kondisi saluran). Kondisi batas hulu pada P.85 meliputi :

*Initial Condition* (kondisi awal) :  $Q = 0.35 \text{ m}^3/\text{dt}$

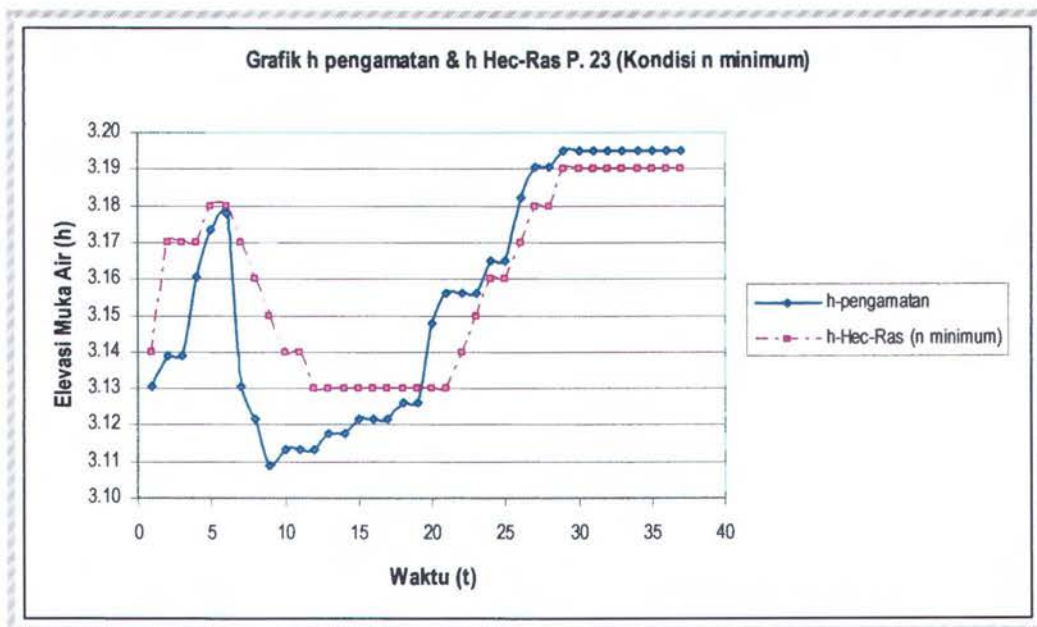
*Stage hydrograph*

Kondisi batas hilir pada P.0 meliputi :

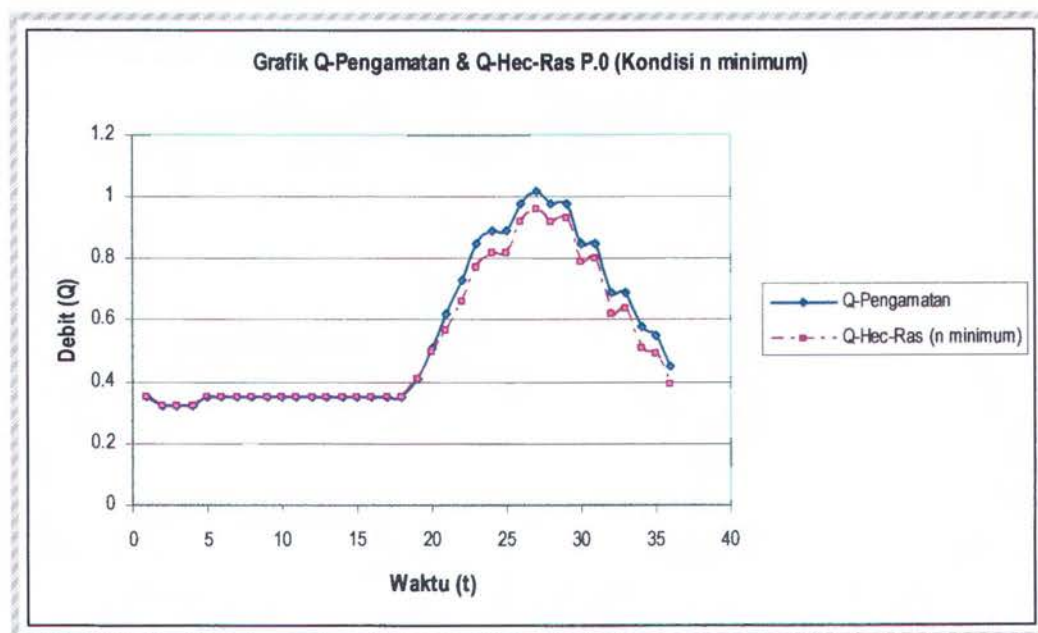
*Initial Condition* (kondisi awal) :  $Q = 3.81 \text{ m}^3/\text{dt}$

*Stage hydrograph*

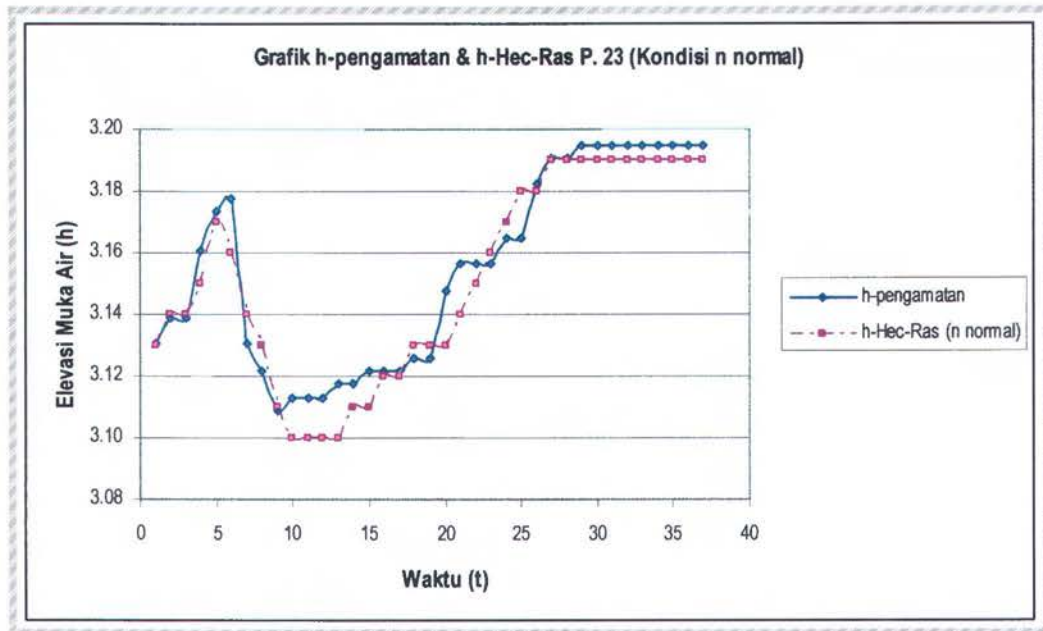
Kalibrasi model Hec-Ras akan dilakukan pada P.85 untuk kondisi *flow hydrograph* dan P.23 untuk kondisi *stage hydrograph*. Kalibrasi pertama adalah untuk  $n_c$  minimum pada P.0 – P.85, kalibrasi kedua untuk  $n_c$  normal dan kalibrasi ketiga untuk  $n_c$  maksimum. Hasil masing-masing kalibrasi disajikan dalam gambar dibawah ini :



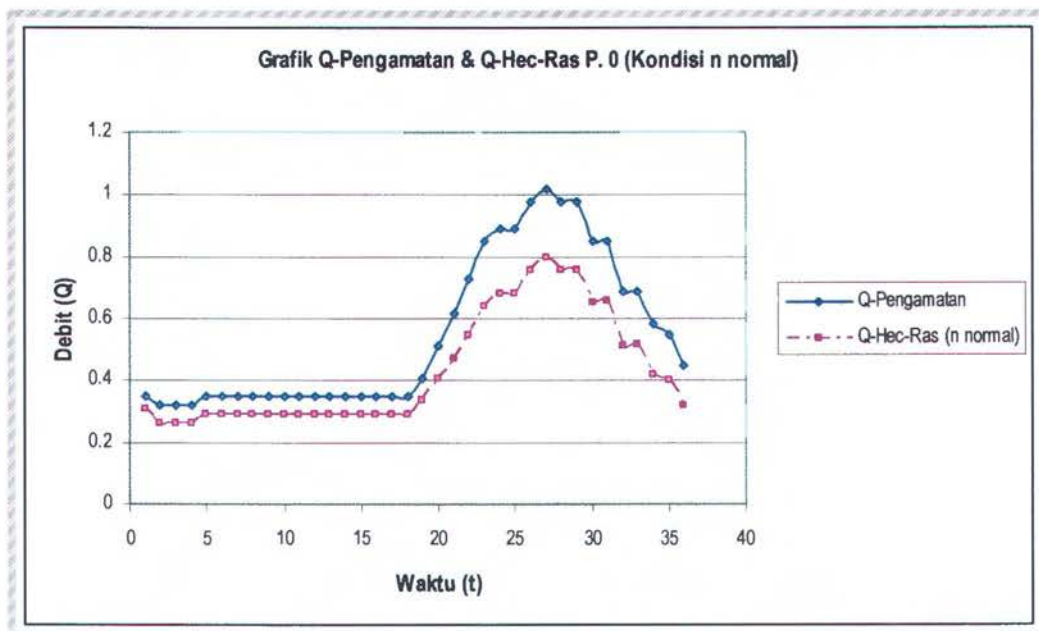
Gambar 4.3 Hasil kalibrasi ketinggian muka air P.23 (Kondisi : n minimum)



Gambar 4.4 Hasil kalibrasi debit aliran P.85 (Kondisi : n minimum)

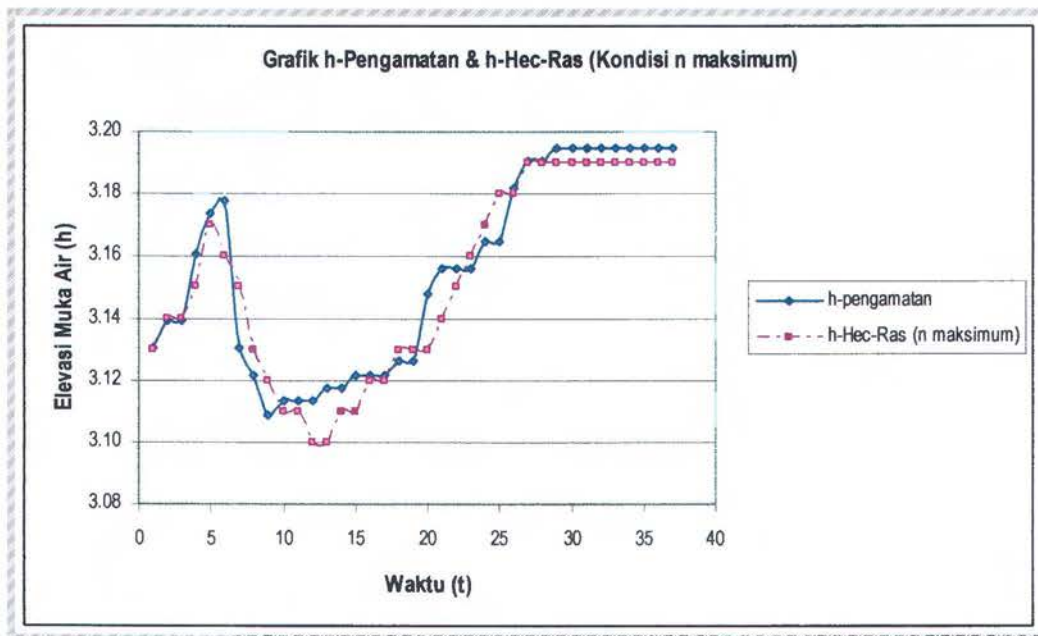


Gambar 4.5 Hasil kalibrasi ketinggian muka air P.23 (Kondisi : n normal)

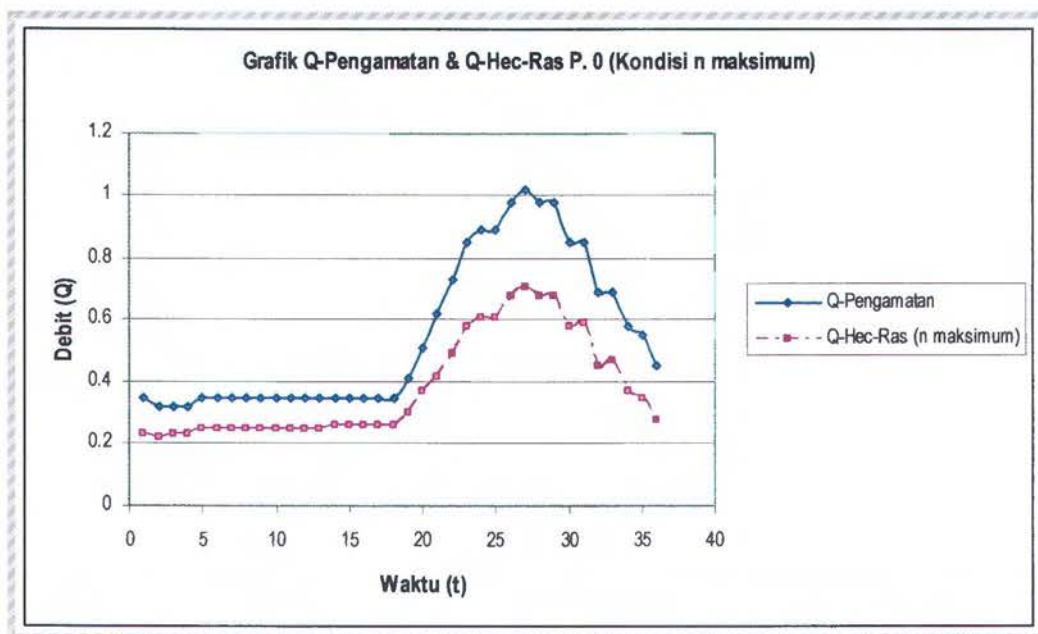


Gambar 4.6 Hasil kalibrasi debit aliran P.85 (Kondisi : n normal)

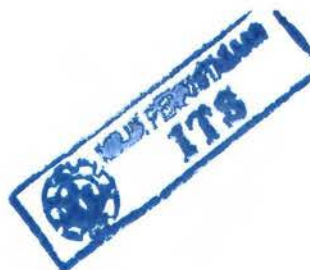




Gambar 4.7 Hasil kalibrasi ketinggian muka air P.23 (Kondisi : n maksimum)



Gambar 4.8 Hasil kalibrasi debit aliran P.85 (Kondisi : n maksimum)



### 4.3.3 Performa Model

Untuk mengetahui performa hasil model dengan data pengamatan digunakan beberapa metode, yaitu keidentikan hasil model dengan pengamatan dan *Root Mean Square Error* (RMSE).

1. Kondisi pertama menggunakan angka kekasaran Manning minimum pada seluruh penampang sepanjang sungai dan hasilnya sebagai berikut :
  - a. Kalibrasi kedalaman muka air pada P.23

Tabel 4.4 Hasil Model Hec-Ras untuk kedalaman muka air pada P.23

(Kondisi : n minimum)

Waktu (menit)	Elevasi Muka Air - Pengamatan (m)	Elevasi Muka Air - Hec-Ras (m)
09.00 - 1	3.13	3.14
09.10 - 2	3.14	3.17
09.20 - 3	3.14	3.17
09.30 - 4	3.16	3.17
09.40 - 5	3.17	3.18
09.50 - 6	3.18	3.18
10.00 - 7	3.13	3.17
10.10 - 8	3.12	3.16
10.20 - 9	3.11	3.15
10.30 - 10	3.11	3.14
10.40 - 11	3.11	3.14
10.50 - 12	3.11	3.13
11.00 - 13	3.12	3.13
11.10 - 14	3.12	3.13
11.20 - 15	3.12	3.13
11.30 - 16	3.12	3.13
11.40 - 17	3.12	3.13
11.50 - 18	3.13	3.13
12.00 - 19	3.13	3.13
12.10 - 20	3.15	3.13
12.20 - 21	3.16	3.13

Waktu (menit)	Elevasi Muka Air - Pengamatan (m)	Elevasi Muka Air - Hec-Ras (m)
12.30 - 22	3.16	3.14
12.40 - 23	3.16	3.15
12.50 - 24	3.16	3.16
13.00 - 25	3.16	3.16
13.10 - 26	3.18	3.17
13.20 - 27	3.19	3.18
13.30 - 28	3.19	3.18
13.40 - 29	3.19	3.19
13.50 - 30	3.19	3.19
14.00 - 31	3.19	3.19
14.10 - 32	3.19	3.19
14.20 - 33	3.19	3.19
14.30 - 34	3.19	3.19
14.40 - 35	3.19	3.19
14.50 - 36	3.19	3.19
15.00 - 37	3.19	3.19

b. Kalibrasi debit aliran pada P. 85

Tabel 4.5 Hasil Model Hec-Ras untuk debit aliran pada P.85  
(Kondisi : n minimum)

Waktu (menit)	Debit Aliran - Pengamatan (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Aliran - Hec-Ras (m <sup>3</sup> /dt)
09.10 - 2	0.35	0.35
09.20 - 3	0.32	0.32
09.30 - 4	0.32	0.32
09.40 - 5	0.32	0.32
09.50 - 6	0.35	0.35
10.00 - 7	0.35	0.35
10.10 - 8	0.35	0.35
10.20 - 9	0.35	0.35

Waktu (menit)	Debit Aliran - Pengamatan (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Aliran - Hec-Ras (m <sup>3</sup> /dt)
10.30 -10	0.35	0.35
10.40 -11	0.35	0.35
10.50 -12	0.35	0.35
11.00 -13	0.35	0.35
11.10 -14	0.35	0.35
11.20 -15	0.35	0.35
11.30 -16	0.35	0.35
11.40 -17	0.35	0.35
11.50 -18	0.35	0.35
12.00 -19	0.35	0.35
12.10 -20	0.41	0.41
12.20 -21	0.51	0.5
12.30 -22	0.62	0.57
12.40 -23	0.73	0.66
12.50 -24	0.85	0.77
13.00 -25	0.89	0.82
13.10 -26	0.89	0.82
13.20 -27	0.98	0.92
13.30 -28	1.02	0.96
13.40 -29	0.98	0.92
13.50 -30	0.98	0.93
14.00 -31	0.85	0.79
14.10 -32	0.85	0.8
14.20 -33	0.69	0.62
14.30 -34	0.69	0.64
14.40 -35	0.58	0.51
14.50 -36	0.55	0.49
15.00 -37	0.45	0.39

2. Kondisi kedua menggunakan angka kekasaran Manning normal pada seluruh penampang sepanjang sungai dan hasilnya sebagai berikut :

a. Kalibrasi kedalaman muka air pada P.23

Tabel 4.6 Hasil Model Hec-Ras untuk kedalaman muka air pada P.23

(Kondisi : n normal)

Waktu (menit)	Elevasi Muka Air - Pengamatan (m)	Elevasi Muka Air -Hec-Ras (m)
09.00 - 1	3.13	3.13
09.10 - 2	3.14	3.14
09.20 - 3	3.14	3.14
09.30 - 4	3.16	3.15
09.40 - 5	3.17	3.17
09.50 - 6	3.18	3.16
10.00 - 7	3.13	3.14
10.10 - 8	3.12	3.13
10.20 - 9	3.11	3.11
10.30 -10	3.11	3.1
10.40 -11	3.11	3.1
10.50 -12	3.11	3.1
11.00 -13	3.12	3.1
11.10 -14	3.12	3.11
11.20 -15	3.12	3.11
11.30 -16	3.12	3.12
11.40 -17	3.12	3.12
11.50 -18	3.13	3.13
12.00 -19	3.13	3.13
12.10 -20	3.15	3.13
12.20 -21	3.16	3.14
12.30 -22	3.16	3.15
12.40 - 23	3.16	3.16
12.50 - 24	3.16	3.17
13.00 - 25	3.16	3.18

Waktu (menit)	Elevasi Muka Air - Pengamatan (m)	Elevasi Muka Air -Hec-Ras (m)
13.10 - 26	3.18	3.18
13.20 - 27	3.19	3.19
13.30 - 28	3.19	3.19
13.40 - 29	3.19	3.19
13.50 - 30	3.19	3.19
14.00 - 31	3.19	3.19
14.10 - 32	3.19	3.19
14.20 - 33	3.19	3.19
14.30 - 34	3.19	3.19
14.40 - 35	3.19	3.19
14.50 - 36	3.19	3.19
15.00 - 37	3.19	3.19

b. Kalibrasi debit aliran pada P. 85

Tabel 4.7 Hasil Model Hec-Ras untuk debit aliran pada P.85

(Kondisi : n normal)

Waktu (menit)	Debit Aliran -Pengamatan (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Aliran - Hec-Ras (m <sup>3</sup> /dt)
09.10 - 2	0.35	0.31
09.20 - 3	0.32	0.26
09.30 - 4	0.32	0.26
09.40 - 5	0.32	0.26
09.50 - 6	0.35	0.29
10.00 - 7	0.35	0.29
10.10 - 8	0.35	0.29
10.20 - 9	0.35	0.29
10.30 -10	0.35	0.29
10.40 -11	0.35	0.29
10.50 -12	0.35	0.29
11.00 -13	0.35	0.29

Waktu (menit)	Debit Aliran -Pengamatan (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Aliran - Hec-Ras (m <sup>3</sup> /dt)
11.10 -14	0.35	0.29
11.20 -15	0.35	0.29
11.30 -16	0.35	0.29
11.40 -17	0.35	0.29
11.50 -18	0.35	0.29
12.00 -19	0.35	0.29
12.10 -20	0.41	0.34
12.20 -21	0.51	0.41
12.30 -22	0.62	0.47
12.40 - 23	0.73	0.55
12.50 - 24	0.85	0.64
13.00 - 25	0.89	0.68
13.10 - 26	0.89	0.68
13.20 - 27	0.98	0.76
13.30 - 28	1.02	0.8
13.40 - 29	0.98	0.76
13.50 - 30	0.98	0.76
14.00 - 31	0.85	0.65
14.10 - 32	0.85	0.66
14.20 - 33	0.69	0.51
14.30 - 34	0.69	0.52
14.40 - 35	0.58	0.42
14.50 - 36	0.55	0.4
15.00 - 37	0.45	0.32

3. Kondisi ketiga menggunakan angka kekasaran Manning maksimum pada seluruh penampang sepanjang sungai dan hasilnya sebagai berikut :

a. Kalibrasi kedalaman muka air pada P. 23

Tabel 4.8 Hasil Model Hec-Ras untuk kedalaman muka air pada P. 23

(Kondisi : n maksimum)

Waktu (menit)	Elevasi Muka Air -Pengamatan (m)	Elevasi Muka Air - Hec-Ras (m)
09.00 - 1	3.13	3.13
09.10 - 2	3.14	3.14
09.20 - 3	3.14	3.14
09.30 - 4	3.16	3.15
09.40 - 5	3.17	3.17
09.50 - 6	3.18	3.16
10.00 - 7	3.13	3.15
10.10 - 8	3.12	3.13
10.20 - 9	3.11	3.12
10.30 -10	3.11	3.11
10.40 -11	3.11	3.11
10.50 -12	3.11	3.1
11.00 -13	3.12	3.1
11.10 -14	3.12	3.11
11.20 -15	3.12	3.11
11.30 -16	3.12	3.12
11.40 -17	3.12	3.12
11.50 -18	3.13	3.13
12.00 -19	3.13	3.13
12.10 -20	3.15	3.13
12.20 -21	3.16	3.14
12.30 -22	3.16	3.15
12.40 -23	3.16	3.16
12.50 -24	3.16	3.17
13.00 -25	3.16	3.18



Waktu (menit)	Elevasi Muka Air – Pengamatan (m)	Elevasi Muka Air – Hec-Ras (m)
13.10 - 26	3.18	3.18
13.20 - 27	3.19	3.19
13.30 - 28	3.19	3.19
13.40 - 29	3.19	3.19
13.50 - 30	3.19	3.19
14.00 - 31	3.19	3.19
14.10 - 32	3.19	3.19
14.20 - 33	3.19	3.19
14.30 - 34	3.19	3.19
14.40 - 35	3.19	3.19
14.50 - 36	3.19	3.19
15.00 - 37	3.19	3.19

b. Kalibrasi debit aliran pada P. 85

Tabel 4.9 Hasil Model Hec-Ras untuk debit aliran pada P.85

(Kondisi : n maksimum)

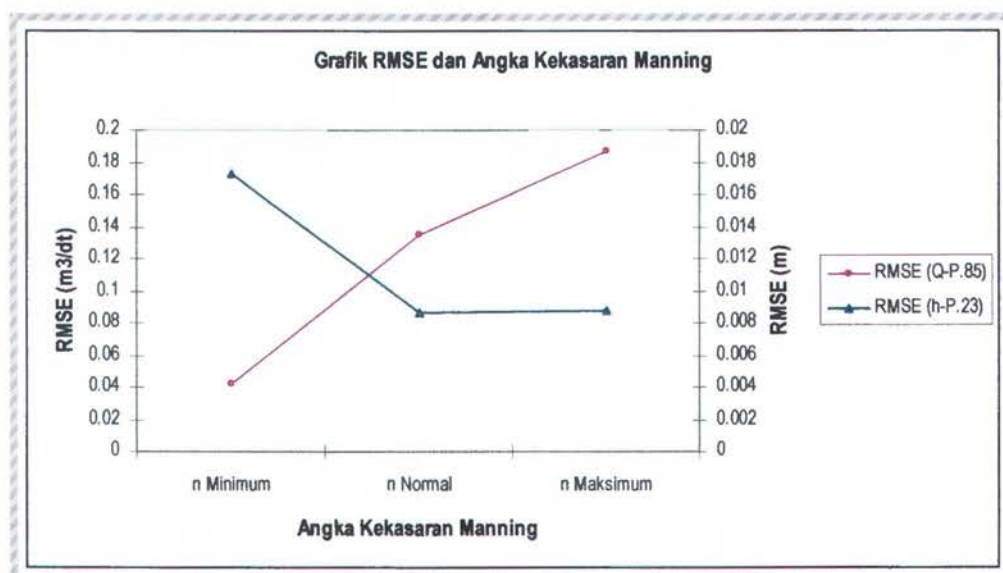
Waktu (menit)	Debit Aliran – Pengamatan (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Aliran - Hec-Ras (m <sup>3</sup> /dt)
09.10 - 2	0.35	0.23
09.20 - 3	0.32	0.22
09.30 - 4	0.32	0.23
09.40 - 5	0.32	0.23
09.50 - 6	0.35	0.25
10.00 - 7	0.35	0.25
10.10 - 8	0.35	0.25
10.20 - 9	0.35	0.25
10.30 - 10	0.35	0.25
10.40 - 11	0.35	0.25
10.50 - 12	0.35	0.25
11.00 - 13	0.35	0.25

Waktu (menit)	Debit Aliran – Pengamatan (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Aliran - Hec-Ras (m <sup>3</sup> /dt)
11.10 -14	0.35	0.25
11.20 -15	0.35	0.26
11.30 -16	0.35	0.26
11.40 -17	0.35	0.26
11.50 -18	0.35	0.26
12.00 -19	0.35	0.26
12.10 -20	0.41	0.3
12.20 -21	0.51	0.37
12.30 -22	0.62	0.42
12.40 - 23	0.73	0.49
12.50 - 24	0.85	0.58
13.00 - 25	0.89	0.61
13.10 - 26	0.89	0.61
13.20 - 27	0.98	0.68
13.30 - 28	1.02	0.71
13.40 - 29	0.98	0.68
13.50 - 30	0.98	0.68
14.00 - 31	0.85	0.58
14.10 - 32	0.85	0.59
14.20 - 33	0.69	0.45
14.30 - 34	0.69	0.47
14.40 - 35	0.58	0.37
14.50 - 36	0.55	0.35
15.00 - 37	0.45	0.28

Dengan menggunakan persamaan 2.69, besar nilai *root mean square error* (RMSE) masing-masing kalibrasi untuk tiga kondisi tersebut diatas adalah sebagai berikut :

- Kondisi 1 : n minimum
  - Nilai RMSE : Debit aliran P.85 = 0.0173 m<sup>3</sup>/dt
  - : Kedalaman muka air P.23 = 0.0417 m
- Kondisi 2 : n normal
  - Nilai RMSE : Debit aliran P.85 = 0.13549 m<sup>3</sup>/dt
  - : Kedalaman muka air P.23 = 0.0086 m
- Kondisi3 : n maksimum
  - Nilai RMSE : Debit aliran P.85 = 0.18676 m<sup>3</sup>/dt
  - : Kedalaman muka air P.23 = 0.0088 m

Hasil RMSE untuk tiga kondisi tersebut di tampilkan dalam Gambar 4.9 dibawah ini :



Gambar 4.9 Hasil RMSE kalibrasi kedalaman muka air P.23 dan debit aliran P.85 untuk tiga kondisi angka kekasaran Manning

Dari hasil RMSE yang diperoleh, disimpulkan bahwa n minimum akan menghasilkan kalibrasi debit air pada P.85 paling baik, sedangkan untuk n maksimum akan menghasilkan kalibrasi kedalaman muka air pada P.23 paling baik.

#### 4.4 Pemodelan Matematik Metode Kenaikan Terhingga / Metode Thomas

Penyelesaian matematis aliran tidak tetap dengan menggunakan Metode Kenaikan Terhingga digunakan perumusan :

$$V_4 = \frac{\Delta x \Sigma T (y_1 - y_2 + y_3 - y_4) / 4 \Delta t + A_1 V_1 + A_2 V_2 - A_3 V_3}{A_4} \quad (2.65)$$

Contoh Perhitungan :

$$\Delta x = 100 \text{ m}$$

$$\Delta t = 10 \text{ menit} = 600 \text{ detik}$$

##### P. 85

Elevasi dasar saluran +3.96

$Q_1 = 0.35 \text{ m}^3/\text{dt}$	$Q_2 = 0.35 \text{ m}^3/\text{dt}$
$A_1 = 0.83 \text{ m}^2$	$A_2 = 0.83 \text{ m}^2$
$V_1 = 0.4217 \text{ m}/\text{dt}$	$V_2 = 0.4217 \text{ m}/\text{dt}$
$y_1 = 0.33 \text{ m}$	$y_2 = 0.33 \text{ m}$
$T_1 = 5.16 \text{ m}$	$T_2 = 5.16 \text{ m}$

##### P. 84

Elevasi dasar saluran +3.90

$Q_3 = 0.3892 \text{ m}^3/\text{dt}$	$Q_4 = \text{m}^3/\text{dt} ?$
$A_3 = 1.238 \text{ m}^2$	$A_4 = \text{m}^2 ?$
$V_3 = 0.314 \text{ m}/\text{dt}$	$V_4 = \text{m}/\text{dt} ?$
$y_3 = 0.3 \text{ m}$	$y_4 = \text{m} ?$
$T_3 = 5.38 \text{ m}$	$T_4 = \text{m} ?$

Dengan memasukkan harga tersebut pada persamaan 2.65 dan secara *trial and error* diperoleh harga-harga pada P.84 untuk  $t = t + \Delta t$  dan  $V_4$  yang diperoleh harus mempunyai kisaran  $0.5 < V_4 < U$ .

$$V_4 = \frac{\Delta x \Sigma T (y_1 - y_2 + y_3 - y_4) / 4 \Delta t + A_1 V_1 + A_2 V_2 - A_3 V_3}{A_4} \quad (2.65)$$

Dicoba $y_4$	= 0.21 m
$A_4$	= 0.75 m <sup>2</sup>
$T_4$	= 4.72 m
$R_4$	= 0.156 m

$$V_4 = \frac{100 \times 20.42(0.33 - 0.33 + 0.3 - 0.21)/(4 \times 600) + (0.83 \times 0.4217) + (0.83 \times 0.4217) - (1.238 \times 0.314)}{0.75}$$

$$= 0.5165 \text{ m / dt}$$

**P. 85**

Elevasi dasar saluran +3.96

$$y_2 = 0.33 \text{ m}$$

$$V_2 = 0.4217 \text{ m/dt}$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = \frac{0.4217^2}{2 \times 9.81} = 0.009 \text{ m}$$

$$Z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 3.96 + 0.33 + 0.009 = 4.299 \text{ m}$$

**P. 84**

Elevasi dasar saluran +3.90

$$y_4 = 0.21 \text{ m}$$

$$V_4 = 0.5165 \text{ m/dt}$$

$$\frac{V_4^2}{2g} = \frac{0.5165^2}{2 \times 9.81} = 0.0136 \text{ m}$$

$$Z_4 + y_4 + \frac{V_4^2}{2g} = 3.90 + 0.21 + 0.0136 = 4.1236 \text{ m}$$

$$\Delta_h = 4.299 - 4.1236 = 0.175 \text{ m}$$

$$i_f = \frac{0.175}{100} = 0.00175$$

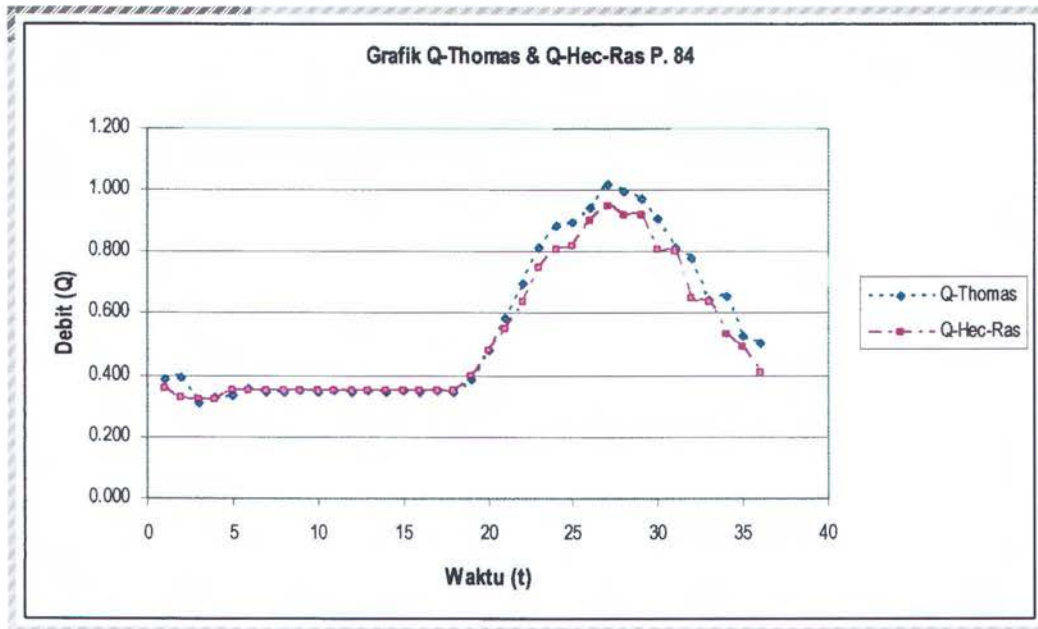
$$U_* = (g R i_f)^{0.5} = (9.81 \times 0.156 \times 0.00175)^{0.5} = 0.05175$$

Hasil perhitungan titik-titik yang lain di sajikan dalam tabel dan gambar berikut :

Tabel 4.10 Hasil perhitungan debit aliran Metode Thomas dan Hec-Ras P.84

Waktu (menit)	Debit Aliran - Metode Thomas (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Aliran - Hec-Ras (m <sup>3</sup> /dt)
09.10 - 2	0.389	0.36
09.20 - 3	0.392	0.33
09.30 - 4	0.310	0.32
09.40 - 5	0.326	0.32
09.50 - 6	0.336	0.35

Waktu (menit)	Debit Aliran - Metode Thomas (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Aliran - Hec-Ras (m <sup>3</sup> /dt)
10.00 - 7	0.356	0.35
10.10 - 8	0.348	0.35
10.20 - 9	0.348	0.35
10.30 - 10	0.352	0.35
10.40 - 11	0.348	0.35
10.50 - 12	0.352	0.35
11.00 - 13	0.348	0.35
11.10 - 14	0.352	0.35
11.20 - 15	0.348	0.35
11.30 - 16	0.352	0.35
11.40 - 17	0.348	0.35
11.50 - 18	0.352	0.35
12.00 - 19	0.348	0.35
12.10 - 20	0.384	0.4
12.20 - 21	0.481	0.48
12.30 - 22	0.586	0.55
12.40 - 23	0.698	0.64
12.50 - 24	0.813	0.75
13.00 - 25	0.886	0.81
13.10 - 26	0.894	0.82
13.20 - 27	0.945	0.9
13.30 - 28	1.018	0.95
13.40 - 29	0.998	0.92
13.50 - 30	0.973	0.92
14.00 - 31	0.909	0.81
14.10 - 32	0.816	0.8
14.20 - 33	0.779	0.65
14.30 - 34	0.645	0.64
14.40 - 35	0.653	0.53
14.50 - 36	0.527	0.49
15.00 - 37	0.504	0.41



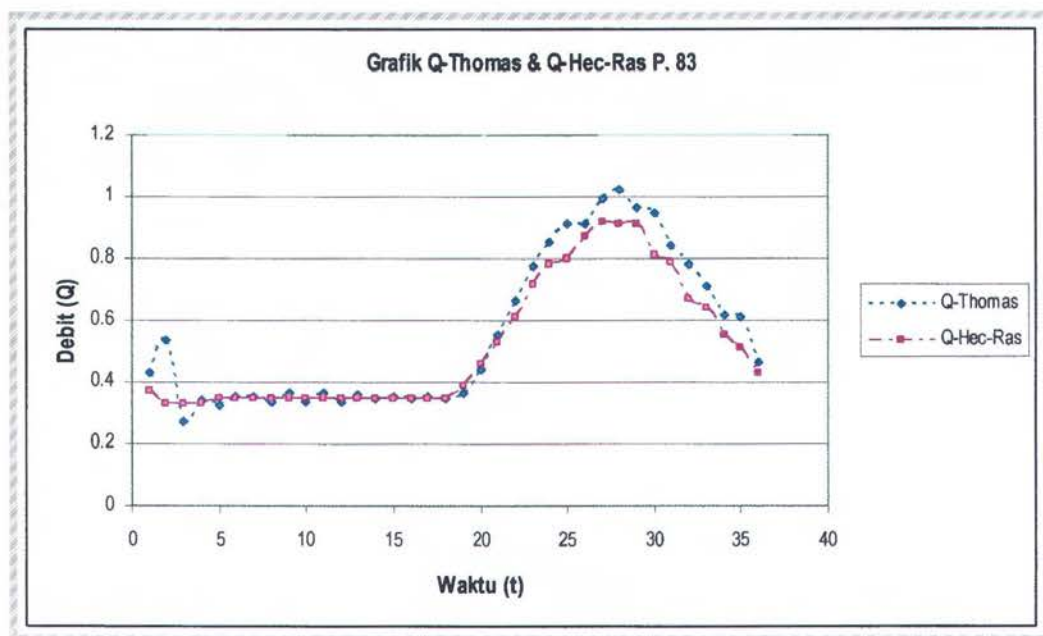
Gambar 4.10 Hasil Model Hec-Ras dan Metode Thomas untuk P. 84  
(Kondisi *Flow Hydrograph*)

Tabel 4.11 Hasil perhitungan debit aliran Metode Thomas dan Hec-Ras P.83

Waktu (menit)	Debit Aliran –MetodeThomas ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )	Debit Aliran -Hec-Ras ( $\text{m}^3/\text{dt}$ )
09.10 - 2	0.428	0.37
09.20 - 3	0.534606	0.33
09.30 - 4	0.272798	0.33
09.40 - 5	0.338652	0.33
09.50 - 6	0.32334	0.35
10.00 - 7	0.353685	0.35
10.10 - 8	0.355344	0.35
10.20 - 9	0.335627	0.35
10.30 -10	0.364373	0.35
10.40 -11	0.335627	0.35
10.50 -12	0.364373	0.35
11.00 -13	0.335627	0.35
11.10 -14	0.35939	0.35
11.20 -15	0.345594	0.35

Waktu (menit)	Debit Aliran –MetodeThomas (m <sup>3</sup> /dt)	Debit Aliran -Hec-Ras (m <sup>3</sup> /dt)
11.30 -16	0.354406	0.35
11.40 -17	0.345594	0.35
11.50 -18	0.354406	0.35
12.00 -19	0.345594	0.35
12.10 -20	0.365548	0.39
12.20 -21	0.442838	0.46
12.30 -22	0.550721	0.53
12.40 - 23	0.662585	0.61
12.50 - 24	0.775029	0.72
13.00 - 25	0.854338	0.78
13.10 - 26	0.913904	0.8
13.20 - 27	0.912913	0.87
13.30 - 28	0.996431	0.92
13.40 - 29	1.025498	0.91
13.50 - 30	0.963067	0.91
14.00 - 31	0.948985	0.81
14.10 - 32	0.840952	0.79
14.20 - 33	0.782721	0.67
14.30 - 34	0.713685	0.64
14.40 - 35	0.617502	0.55
14.50 - 36	0.611317	0.51
15.00 - 37	0.466917	0.43





Gambar 4.11 Hasil Model Hec-Ras dan Metode Thomas untuk P. 83  
(Kondisi *Flow Hydrograph*)

#### 4.5 Penentuan Model untuk Simulasi

Berdasarkan hasil perhitungan secara analitik (Metode Thomas) dan *output* Model Hec-Ras sebagaimana terlihat pada Gambar 4.10 dan Gambar 4.11, keduanya menunjukkan hasil yang relatif sama. Kelemahan Metode Thomas adalah perhitungan lama, tidak memperhitungkan tinggi kecepatan dan tinggi energi, tidak bisa mendeteksi arus balik atau *back water*. Berdasarkan hal-hal tersebut maka akan digunakan Model Hec-Ras untuk simulasi Kali Kedurus.

##### 4.5.1 Perhitungan Hujan Rencana

Perhitungan hujan rencana didekati dengan berbagai distribusi, masing-masing adalah Metode Gumbel, Log Pearson III dan Log Normal, sedangkan perhitungan distribusi hujan tiap jamnya digunakan Metode Rasional. Hasil perhitungan hujan rencana dengan tiga pendekatan dan distribusi hujan tiap jamnya disajikan pada tabel-tabel berikut :

Tabel 4.12 Perhitungan hujan rencana dengan berbagai distribusi Stasiun  
Gunungsari, Kebon Agung, Simo, Kandangan, Gubeng, Keputih dan Larangan

TP	Hujan Rencana (mm)			Keterangan
	Gumbel	Log Pearson III	Log Normal	
2.00	96.29	98.58	92.93	Dengan memperhatikan hasil dari Chi-Test yang menunjukkan angka diatas 5% (Gumbel, Log Pearson & Log Normal) dan hasil Uji Smirnov dengan nilai terkecil, maka Pemilihan Distribusi Gumbel lebih dapat diterima.ditunjang dengan nilai CS dan CV yang lebih mendekati realita.
5.00	111.94	114.03	111.47	
10.00	122.30	122.41	122.60	
15.00	128.14	126.66	128.56	
20.00	132.23	129.46	132.62	
25.00	135.39	131.53	135.69	
50.00	145.10	137.50	144.88	
100.00	154.73	142.91	153.67	
200.00	164.34	147.89	162.18	
400.00	173.92	152.51	170.49	
X rerata	98.6272	99.3111	99.1457	99.1991
CS	0.7034	0.2097	0.4169	0.2587
CV	6.2939	6.1744	6.0405	5.6055
S baku	15.6704	16.0843	16.4134	17.6967
Chi Test	100.00%	100.00%	100.00%	

Sumber : PT. Resco, 2005

Tabel 4.13 Perhitungan distribusi tinggi hujan

t (jam)	Rt (mm)	Rt'		Distribusi Hujan
		(mm)	(inc)	
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	70.52	70.52	2.78	0.63
2	44.42	18.33	0.72	0.16
3	33.90	12.86	0.51	0.11
4	27.99	10.24	0.40	0.09
Jumlah :		111.94	4.41	1.00

Sumber : PT. Resco, 2005

#### 4.5.2 Perhitungan Debit Banjir Rencana

##### a. Kali Kedurus

Karakteristik DAS

Luas (A) = 67.450 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 16.15 km

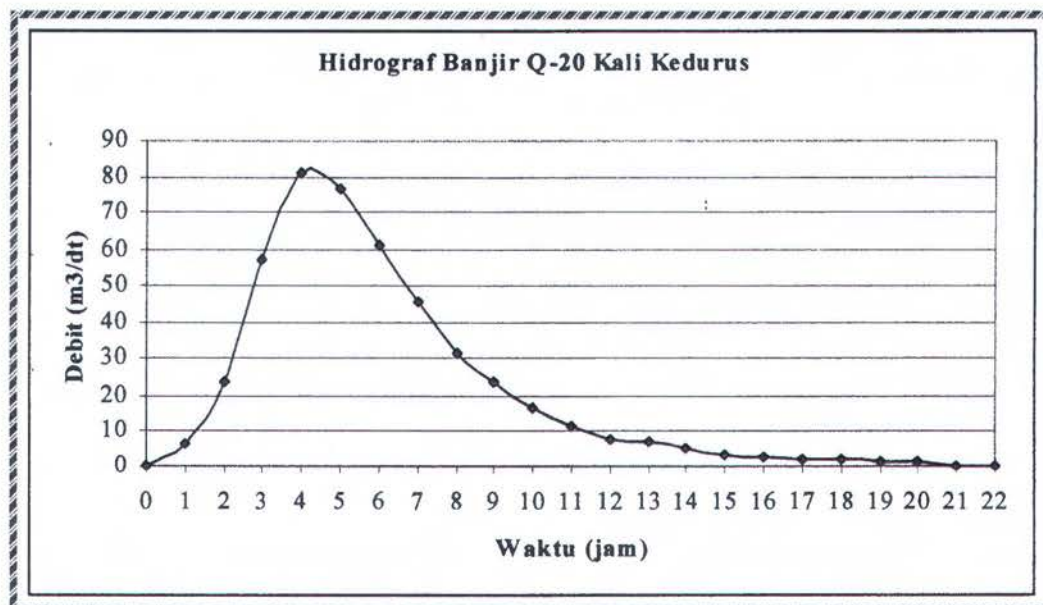
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.009 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.70

Tabel 4.14 Hasil Perhitungan debit banjir Metode Rational (Kali Kedurus)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	$t_c$ (jam)	$i$ (mm/jam)	Qn (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.820	19.686	4.579	60.099
5	111.94	0.820	19.686	5.323	69.867
10	122.30	0.820	19.686	5.816	76.333
15	128.14	0.820	19.686	6.093	79.978
<b>20</b>	<b>132.23</b>	<b>0.820</b>	<b>19.686</b>	<b>6.288</b>	<b>82.531</b>
25	135.39	0.820	19.686	6.438	84.503
50	145.10	0.820	19.686	6.900	90.564
100	154.73	0.820	19.686	7.358	96.574

Sumber : PT. Resco, 2005



Gambar 4.12 Hidrograf banjir Q-20 Kali Kedurus

## b. Kali Kedurus Hulu

## Karakteristik DAS

Luas (A) = 27.230 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 7.850 km

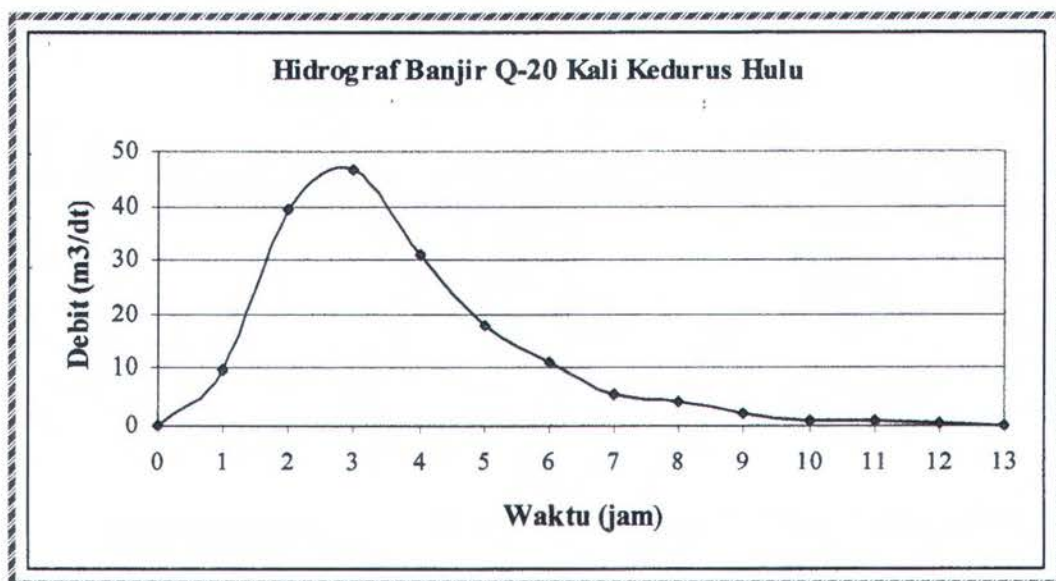
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.0050 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.70

Tabel 4.15 Hasil perhitungan debit banjir Metode Rational (Kali Kedurus Hulu)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	$t_c$ (jam)	$i$ (mm/jam)	$Q_n$ (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.871	9.017	7.705	40.830
5	111.94	0.871	9.017	8.958	47.467
10	122.30	0.871	9.017	9.787	51.860
15	128.14	0.871	9.017	10.254	54.336
<b>20</b>	<b>132.23</b>	<b>0.871</b>	<b>9.017</b>	<b>10.581</b>	<b>56.070</b>
25	135.39	0.871	9.017	10.834	57.410
50	145.10	0.871	9.017	11.611	61.528
100	154.73	0.871	9.017	12.382	65.611

Sumber : PT. Resco, 2005



Gambar 4.13 Hidrograf banjir Q-20 Kali Kedurus Hulu

## c. Kali Lidah Kulon

## Karakteristik DAS

Luas (A) = 5.760 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 5.025 km

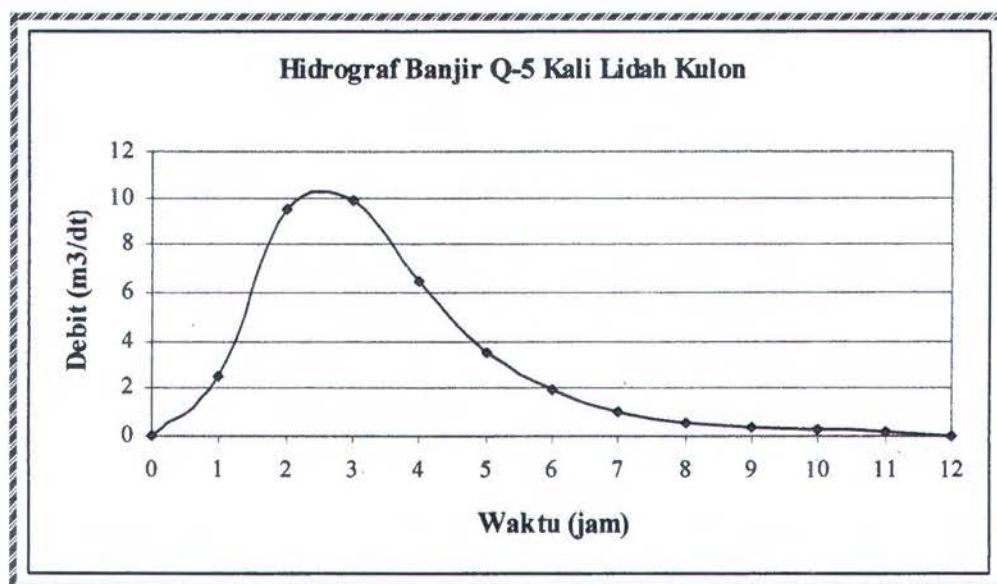
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.0020 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.80

Tabel 4.16 Hasil perhitungan debit banjir Metode Rational (Kali Lidah Kulon)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	$t_c$ (jam)	$i$ (mm/jam)	$Q_n$ (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.657	7.654	8.595	11.011
5	111.94	0.657	7.654	9.992	<b>12.801</b>
10	122.30	0.657	7.654	10.917	13.985
15	128.14	0.657	7.654	11.439	14.653
20	132.23	0.657	7.654	11.804	15.121
25	135.39	0.657	7.654	12.086	15.482
50	145.10	0.657	7.654	12.952	16.592
100	154.73	0.657	7.654	13.812	17.694

Sumber : PT. Resco, 2005



Gambar 4.14 Hidrograf banjir Q-5 Kali Lidah Kulon

## d. Kali Babatan

## Karakteristik DAS

Luas (A) = 3.800 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 2.930 km

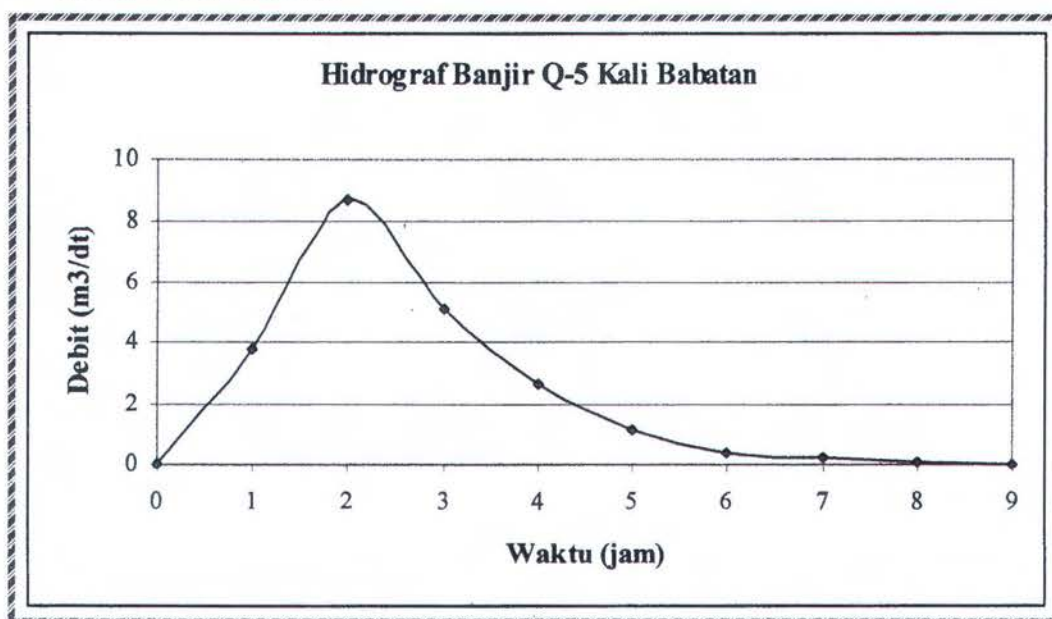
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.0010 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.80

Tabel 4.17 Hasil perhitungan debit banjir Metode Rational (Kali Babatan)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	$t_c$ (jam)	$i$ (mm/jam)	Qn (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.599	4.894	11.581	9.787
5	111.94	0.599	4.894	13.463	<b>11.378</b>
10	122.30	0.599	4.894	14.709	12.431
15	128.14	0.599	4.894	15.411	13.025
20	132.23	0.599	4.894	15.903	13.440
25	135.39	0.599	4.894	16.283	13.761
50	145.10	0.599	4.894	17.451	14.748
100	154.73	0.599	4.894	18.609	15.727

Sumber : PT. Resco, 2005



Gambar 4.15 Hidrograf banjir Q-5 Kali Babatan

## e. Kali Wiyung

Karakteristik DAS

Luas (A) = 5.6 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 3.890 km

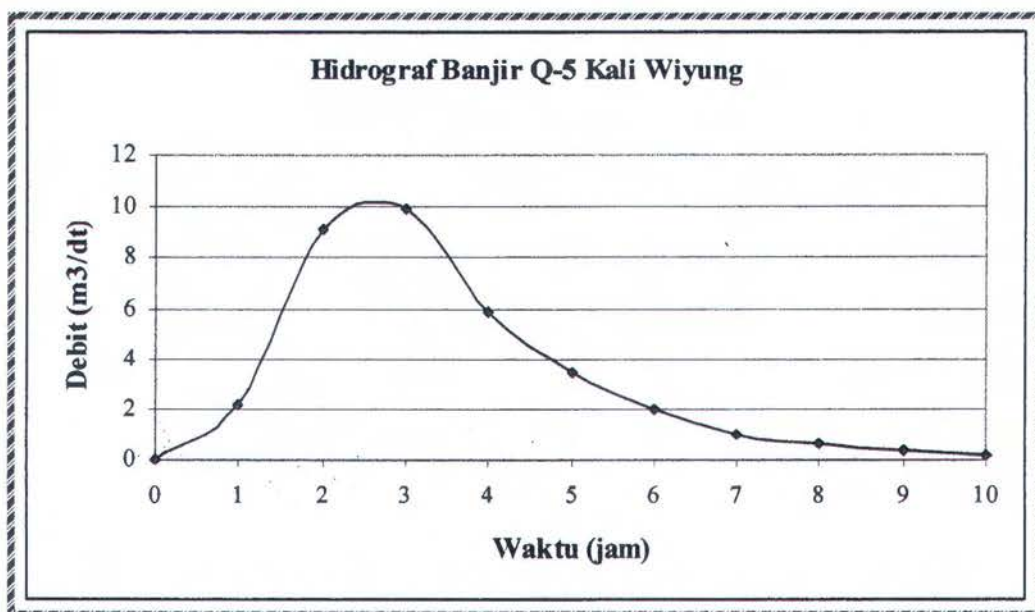
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.0010 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.80

Tabel 4.18 Hasil perhitungan debit banjir Metode Rational (Kali Wiyung)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	$t_c$ (jam)	$i$ (mm/jam)	Qn (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.505	7.702	8.560	10.660
5	111.94	0.505	7.702	9.951	<b>12.393</b>
10	122.30	0.505	7.702	10.872	13.540
15	128.14	0.505	7.702	11.391	14.187
20	132.23	0.505	7.702	11.754	14.639
25	135.39	0.505	7.702	12.035	14.989
50	145.10	0.505	7.702	12.898	16.064
100	154.73	0.505	7.702	13.755	17.130

Sumber : PT. Resco, 2005



Gambar 4.16 Hidrograf banjir Q-5 Kali Wiyung

f. *Side Drain Kiri Up-Stream*

Karakteristik DAS

Luas (A) = 1.150 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 1.060 km

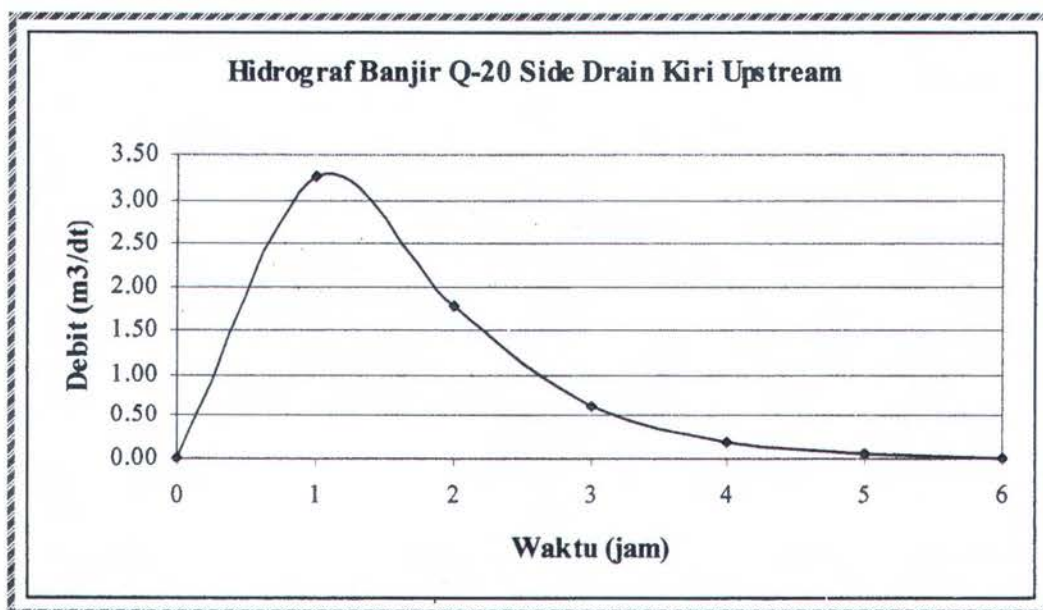
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.000425 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.50

Tabel 4.19 Hasil perhitungan debit banjir Metode Rational  
(*Side Drain Kiri Up-Stream*)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	$t_c$ (jam)	$i$ (mm/jam)	Qn (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.659	1.607	24.327	3.889
5	111.94	0.659	1.607	28.281	4.521
10	122.30	0.659	1.607	30.899	4.939
15	128.14	0.659	1.607	32.374	5.175
<b>20</b>	<b>132.23</b>	<b>0.659</b>	<b>1.607</b>	<b>33.407</b>	<b>5.340</b>
25	135.39	0.659	1.607	34.206	5.468
50	145.10	0.659	1.607	36.659	5.860
100	154.73	0.659	1.607	39.092	6.249

Sumber : PT. Resco, 2005

Gambar 4.17 Hidrograf banjir Q-20 *Side Drain Kiri Up-Stream*



g. *Side Drain Kiri Mid-Stream Bawah*

## Karakteristik DAS

Luas (A) = 0.980 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 1.030 km

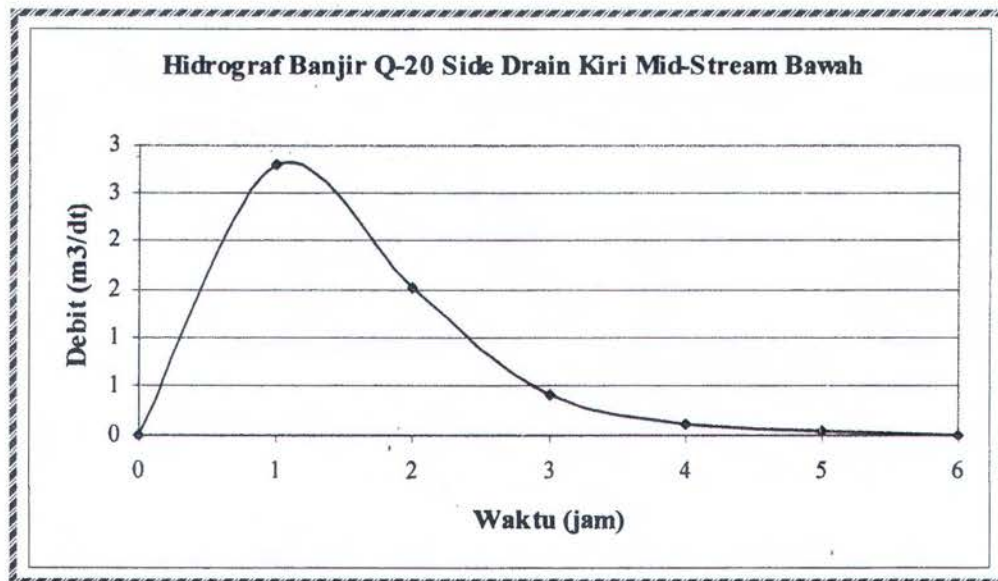
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.000425 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.50

Tabel 4.20 Hasil perhitungan debit banjir Metode Rational  
(*Side Drain Kiri Mid-Stream Bawah*)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	$t_c$ (jam)	$i$ (mm/jam)	Qn (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.671	1.535	25.084	3.340
5	111.94	0.671	1.535	29.161	3.883
10	122.30	0.671	1.535	31.860	4.242
15	128.14	0.671	1.535	33.381	4.445
<b>20</b>	<b>132.23</b>	<b>0.671</b>	<b>1.535</b>	<b>34.446</b>	<b>4.587</b>
25	135.39	0.671	1.535	35.270	4.697
50	145.10	0.671	1.535	37.799	5.033
100	154.73	0.671	1.535	40.308	5.367

Sumber : PT. Resco, 2005

Gambar 4.18 Hidrograf banjir Q-20 *Side Drain Kiri Mid-Stream Bawah*

h. *Side Drain Kiri Down-Stream*

Karakteristik DAS

Luas (A) = 1.100 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 2.190 km

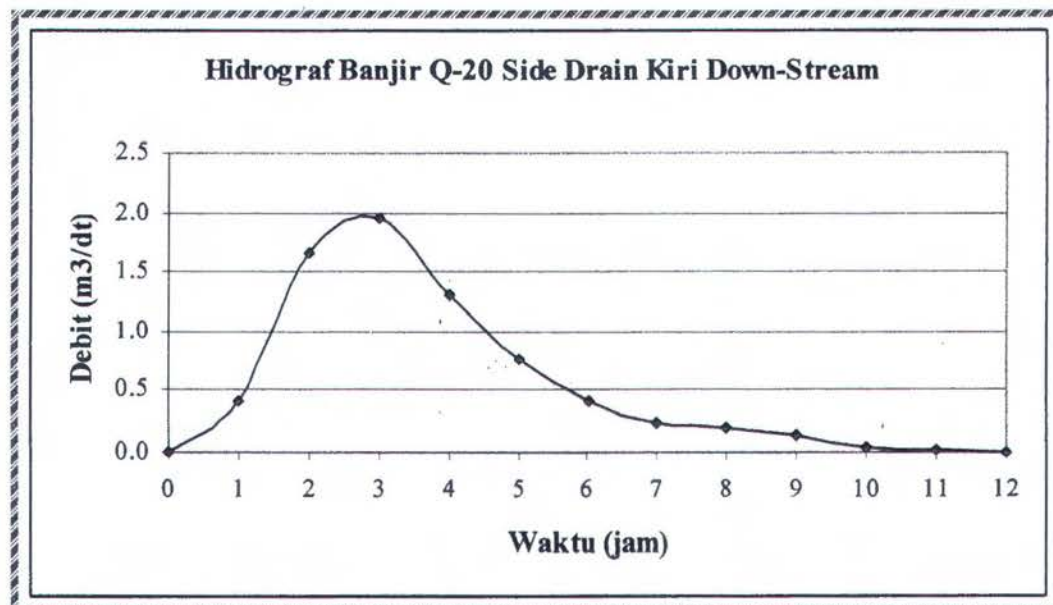
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.000425 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.50

Tabel 4.21 Hasil perhitungan debit banjir Metode Rational  
(*Side Drain Kiri Down-Stream*)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	$t_c$ (jam)	$i$ (mm/jam)	Qn (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.427	5.133	11.219	1.731
5	111.94	0.427	5.133	13.042	2.012
10	122.30	0.427	5.133	14.249	2.199
15	128.14	0.427	5.133	14.930	2.304
<b>20</b>	<b>132.23</b>	<b>0.427</b>	<b>5.133</b>	<b>15.406</b>	<b>2.377</b>
25	135.39	0.427	5.133	15.774	2.434
50	145.10	0.427	5.133	16.906	2.608
100	154.73	0.427	5.133	18.028	2.781

Sumber : PT. Resco, 2005

Gambar 4.19 Hidrograf banjir Q-20 *Side Drain Kiri Down-Stream*

i. *Side Drain Kanan Up-Stream*

Karakteristik DAS

Luas (A) = 2.650 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 1.670 km

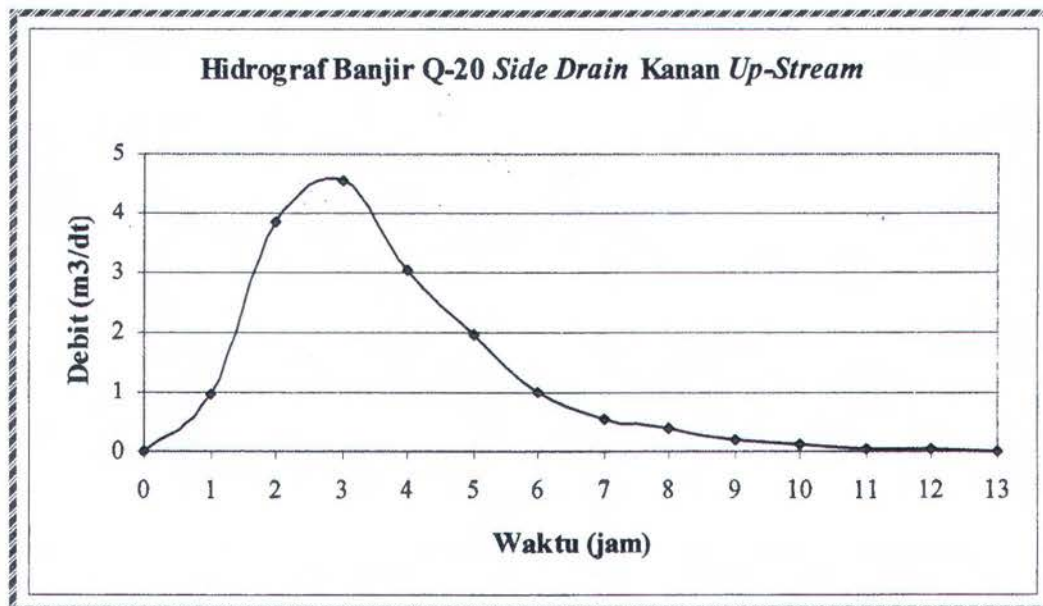
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.000189 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.50

Tabel 4.22 Hasil perhitungan debit banjir Metode Rational  
(*Side Drain Kanan Up-Stream*)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	$t_c$ (jam)	$i$ (mm/jam)	Qn (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.309	5.409	10.833	3.990
5	111.94	0.309	5.409	12.594	4.639
10	122.30	0.309	5.409	13.759	5.068
15	128.14	0.309	5.409	14.416	5.310
<b>20</b>	<b>132.23</b>	<b>0.309</b>	<b>5.409</b>	<b>14.877</b>	<b>5.480</b>
25	135.39	0.309	5.409	15.232	5.611
50	145.10	0.309	5.409	16.324	6.013
100	154.73	0.309	5.409	17.408	6.412

Sumber : PT. Resco, 2005

Gambar 4.20 Hidrograf banjir Q-20 *Side Drain Kanan Up-Stream*

j. *Side Drain Kanan Mid-Stream*

Karakteristik DAS

Luas (A) = 3.570 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 1.950 km

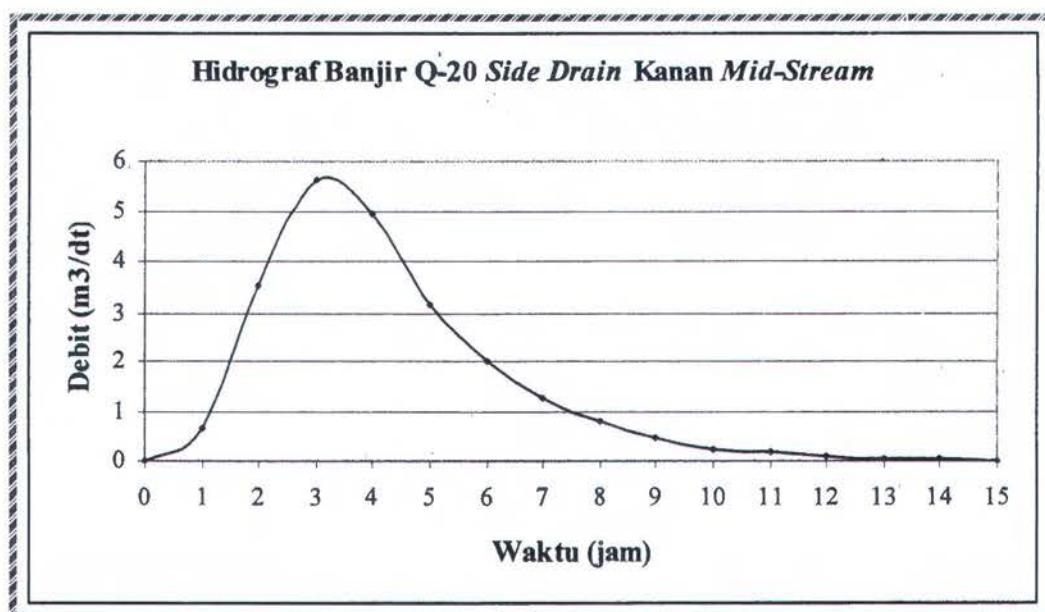
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.000189 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.50

Tabel 4.23 Hasil perhitungan debit banjir Metode Rational  
(*Side Drain Kanan Mid-Stream*)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	$t_c$ (jam)	$i$ (mm/jam)	Qn (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.281	6.932	9.182	4.556
5	111.94	0.281	6.932	10.675	5.297
10	122.30	0.281	6.932	11.663	5.787
15	128.14	0.281	6.932	12.219	6.064
<b>20</b>	<b>132.23</b>	<b>0.281</b>	<b>6.932</b>	<b>12.609</b>	<b>6.257</b>
25	135.39	0.281	6.932	12.911	6.407
50	145.10	0.281	6.932	13.837	6.866
100	154.73	0.281	6.932	14.755	7.322

Sumber : PT. Resco, 2005

Gambar 4.21 Hidrograf banjir Q-20 *Side Drain Kanan Mid-Stream*

k. *Side Drain Kanan Down-Stream*

Karakteristik DAS

Luas (A) = 4.020 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 2.380 km

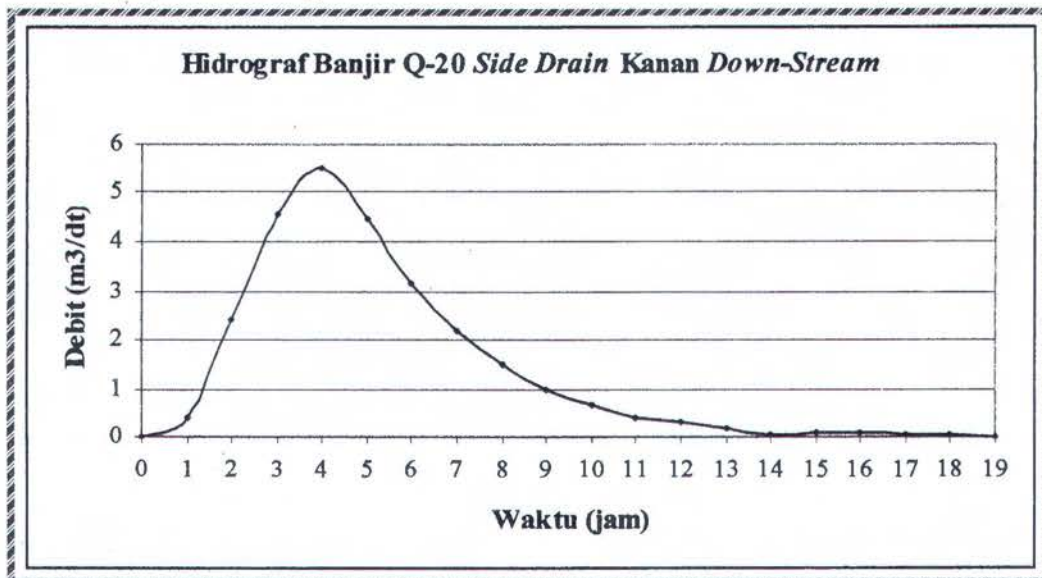
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.000189 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.50

Tabel 4.24 Hasil perhitungan debit banjir Metode Rational  
(*Side Drain Kanan Down-Stream*)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	tc (jam)	i (mm/jam)	Qn (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.250	9.535	7.424	4.148
5	111.94	0.250	9.535	8.631	4.823
10	122.30	0.250	9.535	9.429	5.269
15	128.14	0.250	9.535	9.880	5.521
<b>20</b>	<b>132.23</b>	<b>0.250</b>	<b>9.535</b>	<b>10.195</b>	<b>5.697</b>
25	135.39	0.250	9.535	10.439	5.833
50	145.10	0.250	9.535	11.187	6.251
100	154.73	0.250	9.535	11.930	6.666

Sumber : PT. Resco, 2005

Gambar 4.22 Hidrograf banjir Q-20 *Side Drain Kanan Down-Stream*

## 1. Saluran Kebraon Manis

## Karakteristik DAS

Luas (A) = 1.170 km<sup>2</sup>

Panjang (L) = 1.700 km

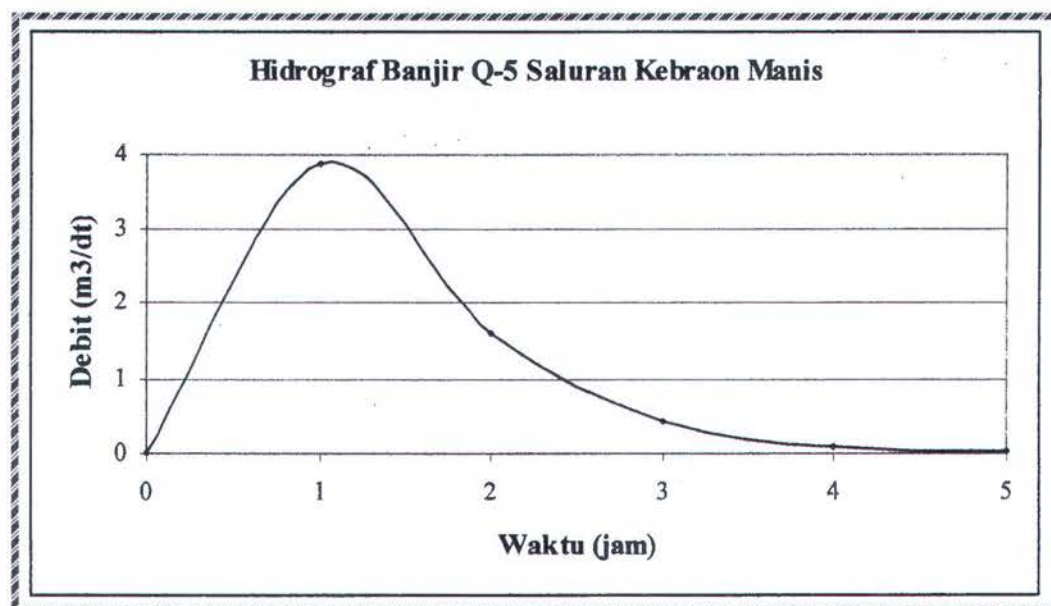
Beda Tinggi ( $\Delta h$ ) = 0.001 km

Tata guna lahan = Sungai Dataran, C = 0.80

Tabel 4.25 Hasil perhitungan debit banjir Metode Rational  
(Saluran Kebraon Manis)

Periode Ulang (Tahun)	R-24 jam Maks. (mm)	V (m/dt)	$t_c$ (jam)	$i$ (mm/jam)	Qn (m <sup>3</sup> /dt)
2	96.29	0.830	2.048	20.698	5.386
5	111.94	0.830	2.048	24.062	<b>6.261</b>
10	122.30	0.830	2.048	26.288	6.840
15	128.14	0.830	2.048	27.544	7.167
20	132.23	0.830	2.048	28.423	7.396
25	135.39	0.830	2.048	29.102	7.573
50	145.10	0.830	2.048	31.189	8.116
100	154.73	0.830	2.048	33.259	8.654

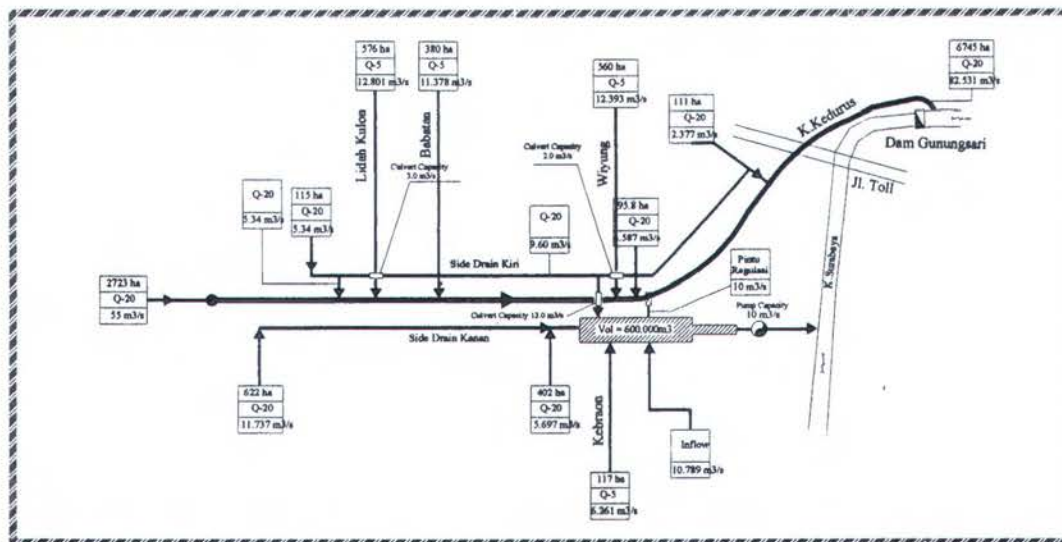
Sumber : PT. Resco, 2005



Gambar 4.23 Hidrograf banjir Q-5 Saluran Kebraon Manis

#### 4.6 Skema Perencanaan Kali Kedurus Hilir

Kali Kedurus secara keseluruhan memiliki panjang sekitar 18.3 Km dengan 67.45 km<sup>2</sup> daerah tangkapan. Kali Kedurus terbagi menjadi dua bagian yaitu Kali Kedurus Hulu (9.86 Km) dan Kali Kedurus Hilir (8.30 Km), mempunyai 22 anak sungai dan dua buah bekas saluran irigasi yang berada di sisi Kali Kedurus. Secara skematis perencanaan Kali Kedurus Hilir disajikan pada Gambar 4.24.

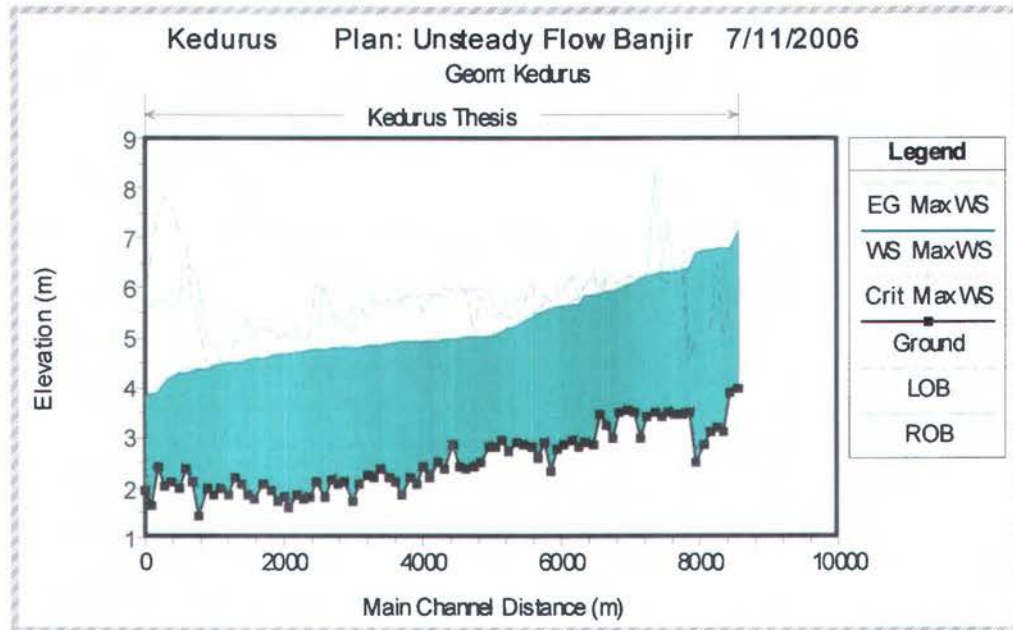


Gambar 4.24 Skema perencanaan Kali Kedurus Hilir (Sumber : PT. Resco, 2005)

##### 4.6.1 Simulasi Banjir Kali Kedurus dengan Model Hec-Ras

Debit banjir rencana sebagaimana tertera pada gambar menjadi input Model Hec-Ras terkalibrasi, debit banjir rencana (Q-20) Kali Kedurus Hulu menjadi kondisi batas hulu, sedangkan debit banjir rencana (Q-5) dari Kali Lidah Kulon, Kali Wiyung dan Kali Babatan serta debit banjir rencana (Q-20) dari *Side Drain Kiri Up-Stream*, *Side Drain Kiri Mid-Stream Bawah* dan *Side Drain Kiri Down-Stream* menjadi *inflow lateral* Kali Kedurus dan kondisi batas hilir adalah *stage-hydrograph* yakni pencatatan elevasi muka air maksimum yang pernah terjadi di hilir Dam Gunungsari. Elevasi muka air tertinggi yang pernah terjadi adalah +3.85 selama dua hari berturut-turut pada tanggal 15-16 Februari 2003. *Output* Model Hec-Ras menunjukkan bahwa besar debit aliran di muara Kali Kedurus adalah 49.14 m<sup>3</sup>/dt atau 59.5 % Q-20 Kali Kedurus (Q-20

Kali Kedurus (Q-20 Kali Kedurus =  $82.531 \text{ m}^3/\text{dt}$ ), selain itu pada penampang saluran P.56 – P.85 mengalami peluapan. Profil muka air banjir Kali Kedurus yang terjadi disajikan pada Gambar 4.25.



Gambar 4.25 Profil muka air banjir Kali Kedurus

#### 4.7 Alternatif Penanggulangan Banjir Kali Kedurus Hilir

Mempertimbangkan kapasitas Kali Surabaya dan Kali Kedurus direncanakan debit banjir dari Kali Kedurus adalah sebesar 40% Q-20 Kali Kedurus ( $Q-20 \text{ Kali Kedurus} = 82.531 \text{ m}^3/\text{dt}$ ), alternatif yang dapat diambil adalah membuat tampungan sementara sehingga besar debit puncak banjir di muara Kali Kedurus berkurang. Karena daerah anak-anak sungai Kali Kedurus seperti Kali Babatan, Kali Lidah Kulon dan Kali Wiyung merupakan daerah pemukiman padat sehingga tidak memungkinkan membangun kolam penampungan di daerah tersebut. Oleh karena itu kolam penampungan direncanakan di hulu P.85, di lokasi ini masih memungkinkan untuk dibangun kolam penampungan. Direncanakan kolam penampungan ini akan dilengkapi dengan beberapa alternatif *outlet*. Alternatif pertama, *outlet* berbentuk pelimpah dan alternatif lain, *outlet* berbentuk pintu air aliran bawah. Skema alternatif perencanaan Kali Kedurus Hilir disajikan pada Gambar 4.26 dan Gambar 4.27.





PASCASARJANA  
BIDANG KEAHLIAN MRSA  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
ITS SURABAYA

KETERANGAN GAMBAR

-  Saluran Primer
-  Saluran Sekunder
-  Tanggul Laut
-  Dam
-  Pintu Air
-  Rumah Pompa
-  Waduk/Boezem

-  Rumah Sakit
-  Hotel
-  Pelabuhan Laut Terminal
-  Stasiun K.A.
- 

NAMA GAMBAR

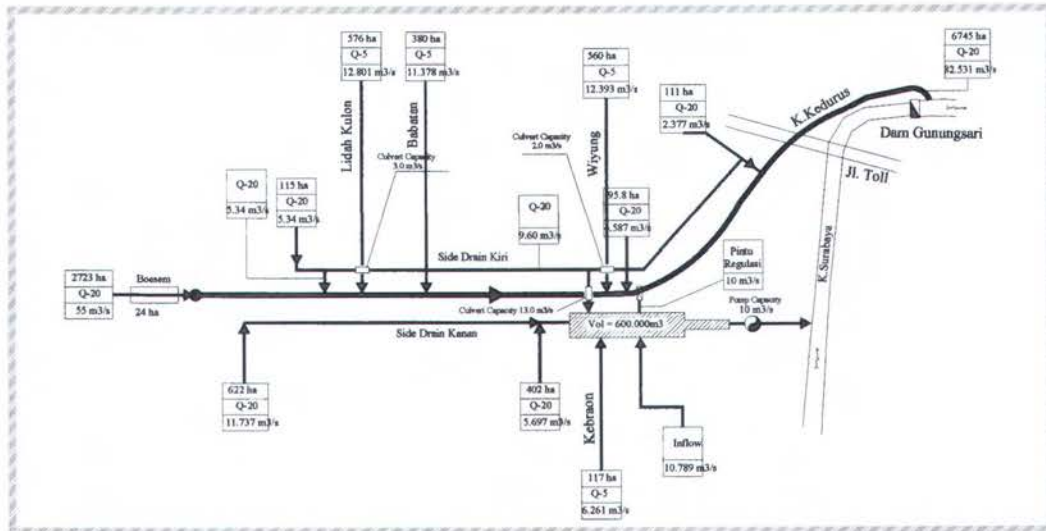
GAMBAR 4.26  
RENCANA SISTEM  
PEMATUSAN KEDURUS  
*(Sumber SDMP 2018, 2000)*

NAMA / NRP MAHASISWA

BAMBANG WINARTA  
3104 205 001

HAL. 107





Gambar 4.27 Skema perencanaan Kali Kedurus Hilir dengan kolam penampungan

#### 4.7.1 Perencanaan Outlet Kolam Penampungan

##### 4.7.1.1 Perencanaan Pelimpah Kolam Penampungan

Mempertimbangkan kondisi topografi rencana lokasi kolam penampungan, pelimpah kolam penampungan direncanakan sebagai berikut :

Elevasi tanggul : +6.505

Elevasi pelimpah : +5.505

Elevasi dasar sungai : +2.920

Lebar pelimpah : 10 m

Ukuran kolam penampungan :  $(200 \times 1200 \times 2.5)m^3$

##### 4.7.1.2 Perencanaan Pintu Air Aliran Bawah

Karena kondisi topografi rencana lokasi kolam penampungan relatif datar, pintu air aliran bawah direncanakan sebagai berikut :

Elevasi tanggul : +6.505

Elevasi dasar sungai : +2.920

Lebar pintu air : 4 m

Tinggi pintu air : 3 m

Jumlah pintu air : 2 buah

Ukuran kolam penampungan :  $(200 \times 1200 \times 2.5)m^3$

Rencana *outlet* kolam penampungan disajikan pada gambar 4.28



#### 4.7.2 Routing Kolam Penampungan

Untuk mengetahui besar debit banjir Kali Kedurus Hulu yang mengalir ke Kali Kedurus Hilir dengan adanya kolam penampungan dan pelimpah, dilakukan *routing* kolam penampungan. *Routing* kolam penampungan menggunakan Modified Pul's.

Contoh perhitungan *routing* tumpungan adalah

$$\begin{aligned} \text{Elevasi puncak pelimpah} &= +5.505 \\ \text{Debit pelimpah} &= 0 \text{ m}^3/\text{dt} \\ \text{Inflow jam ke-0} &= 0.35 \text{ m}^3/\text{dt} \\ \text{Inflow jam ke-1} &= 10.24 \text{ m}^3/\text{dt} \\ \text{Inflow rata-rata } (\bar{I}) &= (0.35 + 10.24)/2 = 5.295 \text{ m}^3/\text{dt} \\ \bar{I} \times \Delta t &= 5.295 \times 3600 = 19,062 \text{ m}^3 \\ \text{Volume tumpungan (S)} &= 600,000 \text{ m}^3 \\ S - ((\Delta t \times Q)/2)_1 &= 600,000 - ((3600 \times 0.35)/2) \\ &= 599,370 \text{ m}^3 \\ S + ((\Delta t \times Q)/2)_1 &= S - ((\Delta t \times Q)/2)_1 + (\bar{I} \times \Delta t) \\ &= 599,370 \text{ m}^3 + 19,062 \text{ m}^3 \\ &= 618,432 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

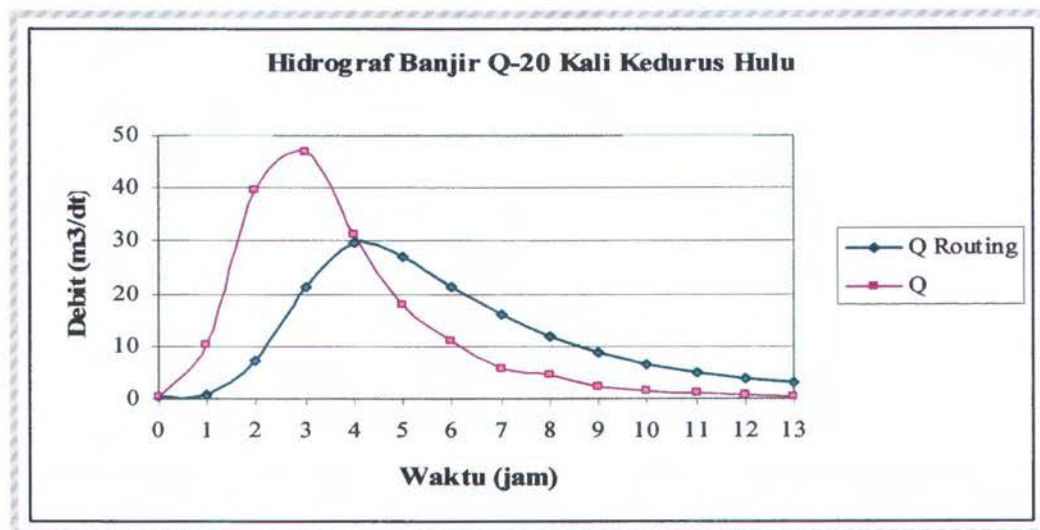
Untuk volume waduk  $618,432 \text{ m}^3$ , elevasi pelimpah = +5.54

Dengan langkah yang sama akan diperoleh hasil perhitungan sebagaimana disajikan pada Tabel 4.26.

Tabel 4.26 *Routing Reservoir* (Modified Pul's Methode)

Waktu	Inflow	$\bar{I}$	$\bar{I} \times \Delta t$	$S - \frac{\Delta t Q}{2}$	$S + \frac{\Delta t Q}{2}$	Elevasi	Q. Outflow
0	0.35					5.54	0.35
1	10.24	5.295	19062	599370	618432	5.56	0.75
2	39.77	25.005	90018	615732.92	705750.92	5.82	7.38
3	46.77	43.27	155772	679195.12	834967.12	6.17	21.30
4	31.43	39.1	140760	758286.79	899046.79	6.32	29.61
5	18.11	24.77	89172	792437.13	881609.13	6.28	27.27
		14.675	52830	783429.56	836259.56		

Waktu	Inflow	$\bar{I}$	$\bar{I} \times \Delta t$	$S - \frac{\Delta t Q}{2}$	$S + \frac{\Delta t Q}{2}$	Elevasi	Q. Outflow
6	11.24					6.17	21.46
7	5.8	8.52	30672	759005.16	789677.16	6.05	15.95
8	4.41	5.105	18378	732271.44	750649.44	5.94	11.73
9	2.34	3.375	12150	708436.94	720586.94	5.86	8.75
10	1.34	1.84	6624	689087.4	695711.4	5.79	6.48
11	1.09	1.215	4374	672365.48	676739.48	5.73	4.89
12	0.75	0.92	3312	659147.49	662459.49	5.69	3.76
13	0.35	0.55	1980	648917.57	650897.57	5.66	2.90



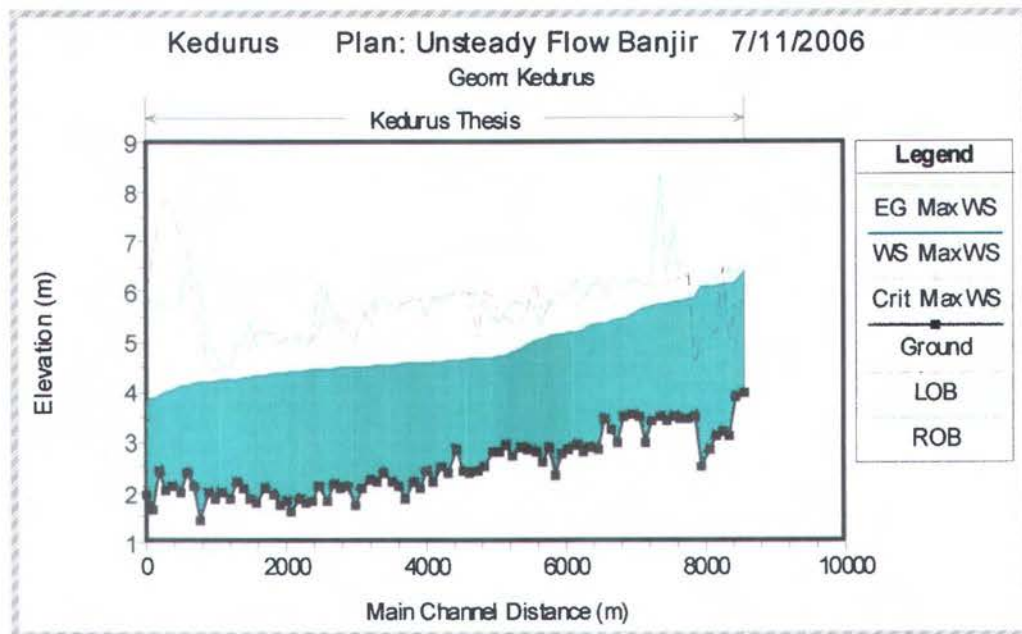
Gambar 4.29 Debit banjir Kali Kedurus Hulu dengan adanya kolam penampungan

### 4.7.3 Simulasi Banjir Kali Kedurus dengan Kolam Penampungan

#### 4.7.3.1 Kolam Penampungan dengan Outlet Berbentuk Pelimpah

Besar debit banjir Kali Kedurus Hulu hasil *routing* tampungan sebagaimana tertera pada Tabel 4.26 dan Gambar 4.29 menjadi kondisi batas hulu simulasi debit banjir Kali Kedurus. *Output* Model Hec-Ras menunjukkan bahwa besar debit aliran di muara Kali Kedurus adalah 35.40 m<sup>3</sup>/dt atau 42.89 % Q-20 Kali Kedurus (Q-20 Kali Kedurus = 82.531 m<sup>3</sup>/dt).

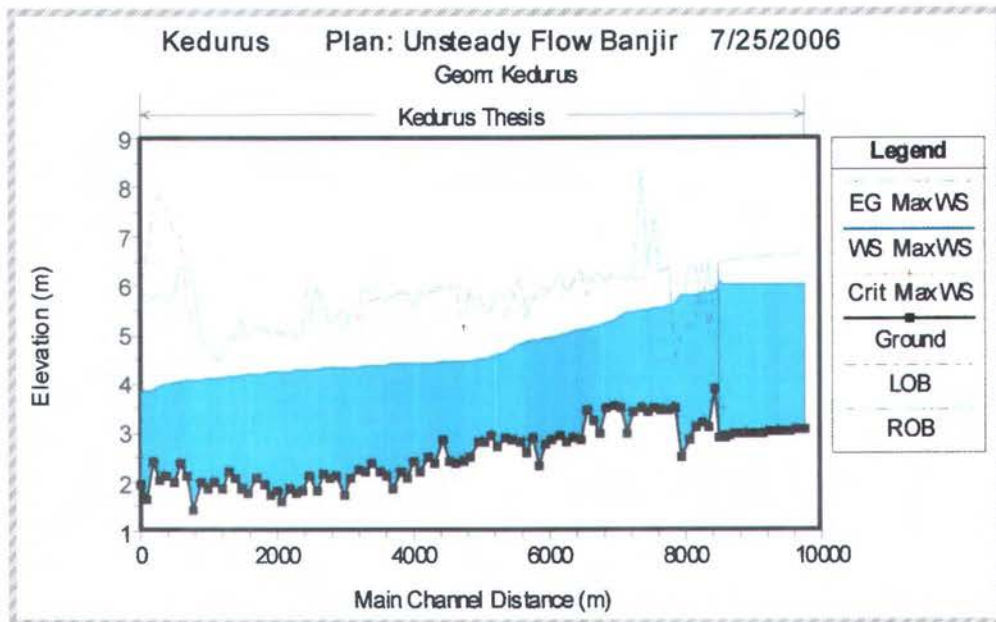
Pada penampang saluran P.78 - P.85 mengalami peluapan. Profil muka air banjir Kali Kedurus disajikan pada Gambar 4.30



Gambar 4.30 Profil muka air banjir Kali Kedurus dengan adanya kolam penampungan 24 ha yang dilengkapi *outlet* berbentuk pelimpah

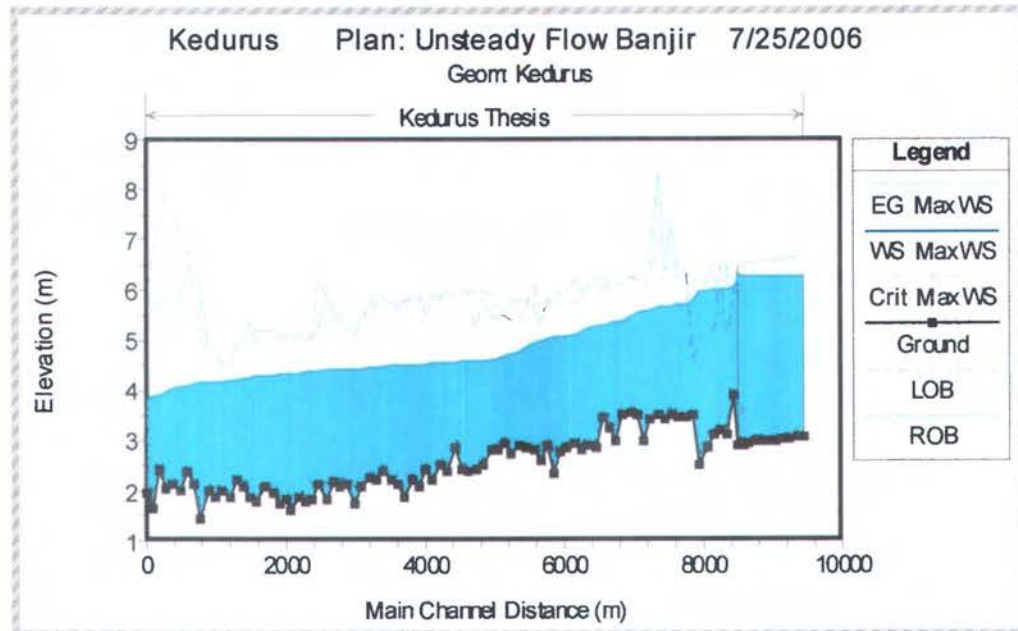
#### 4.7.3.2 Kolam Penampungan dengan *Outlet* Berbentuk Pintu Air Aliran Bawah

Rencana *outlet* kolam penampungan berbentuk pintu air aliran bawah sebagaimana tercantum pada sub-bab 4.7.1.2 akan dioperasikan sebagai berikut : Pintu air akan terbuka ketika elevasi permukaan air di pintu air +5.505 dan pintu air akan tertutup ketika elevasi permukaan air +2.920. *Output* Model Hec-Ras menunjukkan bahwa besar debit aliran di muara Kali Kedurus adalah  $28.11 \text{ m}^3/\text{dt}$  atau 34.18 % Q-20 Kali Kedurus (Q-20 Kali Kedurus =  $82.531 \text{ m}^3/\text{dt}$ ). Pada penampang saluran P.78 - P.85 mengalami peluapan. Profil muka air banjir Kali Kedurus disajikan pada Gambar 4.31



Gambar 4.31 Profil muka air banjir Kali Kedurus dengan adanya kolam penampungan 24 ha yang dilengkapi *outlet* berbentuk pintu air aliran bawah

Bila direncanakan debit banjir Kali Kedurus di muara sebesar 40% Q-20 Kali Kedurus, untuk alternatif *outlet* berupa pintu air aliran bawah akan dilakukan optimasi luas kolam penampungan. Direncanakan kolam penampungan berukuran  $(200 \times 900 \times 2.5)\text{m}^3$ . *Output* Model Hec-Ras menunjukkan bahwa besar debit aliran di muara Kali Kedurus adalah  $32.33 \text{ m}^3/\text{dt}$  atau 39.17 % Q-20 Kali Kedurus (Q-20 Kali Kedurus =  $82.531 \text{ m}^3/\text{dt}$ ). Pada penampang saluran P.78 - P.85 mengalami peluapan. Profil muka air banjir Kali Kedurus disajikan pada Gambar 4.32



Gambar 4.31 Profil muka air banjir Kali Kedurus dengan adanya kolam penampungan 18 ha yang dilengkapi *outlet* berbentuk pintu air aliran bawah

#### 4.7.4 Perencanaan Normalisasi Saluran P.78 – P.85

Debit banjir yang terjadi pada P.78 – P.85 adalah sebesar  $29.6 \text{ m}^3/\text{dt}$ , hal ini menyebabkan saluran pada penampang P.78 - P.85 meluap. Berikut ini akan direncanakan saluran P.78 – P.85.

Kondisi lapangan : penampang P.78–P.85 termasuk saluran berlanau  
: kemiringan lapangan = 0.00068

Menurut Tabel :  $n = 0.020$  dengan kecepatan maksimum = 0.610 m/dt

Direncanakan : Saluran trapezium dengan  $B = 14 \text{ m}$ ,  $z = 3$

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{0.020 \times 29.6}{\sqrt{0.00068}} = 23.04$$

Dengan  $B = 14 \text{ m}$  dan  $z = 3$ , harga-harga A dan R adalah :

$$A = (14 + 3h)h, \quad O = 14 + 2h\sqrt{10}$$

$$R = \frac{A}{O}$$

$$AR^{2/3} = 23.04$$

Dengan cara coba-coba diperoleh  $h = 2.95 \text{ m}$  ditambah tinggi jagaan 1 m.



Kecepatan rata-rata aliran =

$$\bar{u} = \frac{29.6}{(14 + (3 \times 2.95))2.95} = 0.439 \text{ m/dt} < \text{kecepatan maksimum}$$

Jadi hasil perencanaan saluran adalah :

$$B = 14 \text{ m}$$

$$h = 2.95 \text{ m}$$

$$W = 1 \text{ m}$$

$$z = 3$$

Gambar desain normalisasi saluran P. 78 – P. 85 disajikan di Lampiran

## BAB V

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1 KESIMPULAN

Beberapa kesimpulan yang dapat diambil dalam penelitian ini adalah :

1. Dalam penelitian ini perhitungan aliran Kali Kedurus akan didekati dengan penggunaan 2 (dua) model matematika "satu dimensi", masing-masing adalah Model Kenaikan Terhingga atau Metode Thomas dan Model Hec-Ras. Hasil analisa memperlihatkan bahwa model matematika "satu dimensi" dapat diterapkan untuk perencanaan pengendali aliran Kali Kedurus. Hal ini dibuktikan dengan hasil pendekatan dua model matematika tersebut yang mendapatkan hasil relatif sama antara keduanya.
2. Untuk satu kondisi sungai, angka Manning mendefinisikan dalam tiga angka kekasaran, masing-masing adalah  $n$  minimum,  $n$  normal dan  $n$  maksimum. Berdasarkan kondisi di lapangan pada saat pengukuran maka angka kekasaran Manning yang digunakan adalah :

P.0 – P.17

Kondisi : Tebing diplester beton dan *main channel* relatif bersih, tanpa tumbuhan

Bagian tebing :  $n$  minimum = 0.015

:  $n$  normal = 0.017

:  $n$  maksimum = 0.020

*Main Channel* :  $n$  minimum = 0.023

:  $n$  normal = 0.025

:  $n$  maksimum = 0.030

P.18 – P.48

Kondisi : Tebing diplester beton dan *main channel* tidak begitu bersih banyak ditumbuhi rumput dan tanaman air lainnya

Bagian tebing :  $n$  minimum = 0.015

:  $n$  normal = 0.017

:  $n$  maksimum = 0.020

*Main Channel* : n minimum = 0.025  
 : n normal = 0.030  
 : n maksimum = 0.033

P.49 - P.85

Kondisi : Saluran tanah (alam), banyak tanaman pengganggu

Saluran tanah : n minimum = 0.033  
 : n normal = 0.040  
 : n maksimum = 0.045

Hasil proses kalibrasi model menunjukkan bahwa Model Hec-Ras dapat diterapkan untuk Kali Kedurus dengan angka kekasaran Manning yang sesuai dengan kondisi di lapangan pada saat pengukuran. Besar Angka Kekasaran Manning tersebut adalah sebagai berikut :

P.0 – P.17	P.18 – P.48	P.49 – P.85
Bagian tebing : 0.017	Bagian tebing : 0.017	Bagian tebing : 0.033
<i>Main channel</i> : 0.025	<i>Main channel</i> : 0.025	<i>Main chanel</i> : 0.033

Kondisi nilai n di atas memberikan kalibrasi terbaik debit air di P.85 dengan RMSE = 0.0417 m<sup>3</sup>/dt dan elevasi muka air di P.23 dengan RMSE = 0.008 m

3. Simulasi Model Hec-Ras terkalibrasi untuk debit banjir rencana Kali Kedurus, memperlihatkan bahwa debit banjir puncak Kali Kedurus di muara sebesar 49.14 m<sup>3</sup>/dt atau 59.5% Q<sub>20</sub> Kali Kedurus (Q<sub>20</sub> Kali Kedurus = 82.531 m<sup>3</sup>/dt). Selain itu, dapat lihat bahwa pada penampang P.56 – P.85 (terletak pada 5600 – 8500 m dari muara di Kali Surabaya) mengalami peluapan. Dengan mempertimbangkan kapasitas Kali Surabaya dan Kali Kedurus, direncanakan debit banjir Kali Kedurus di muara sebesar 40% Q<sub>20</sub> Kali Kedurus, untuk itu salah satu alternatif yang dapat diambil adalah membuat kolam penampungan yang dilengkapi *oulet* berbentuk pelimpah atau pintu air aliran bawah. Kolam tersebut diperhitungkan dapat menampung sebagian debit banjir dari Kali Kedurus Hulu sebelum masuk ke Kali Kedurus Hilir. *Output* Model Hec-Ras untuk masing-masing kondisi adalah :

## a. Kondisi 1 :

Luas kolam penampungan : 24 ha (200 x 1200 x 2.5)m<sup>3</sup>

Bentuk *Outlet* : Pelimpah

*Output* Model Hec-Ras menunjukkan bahwa debit banjir puncak Kali Kedurus di muara sebesar 35.40 m<sup>3</sup>/dt atau 42.89% Q<sub>20</sub> Kali Kedurus. Untuk mencapai kondisi ini masih harus disertai normalisasi saluran dari P.78 – P.85 (terletak pada 7800 – 8500 m dari muara di Kali Surabaya).

## b. Kondisi 2 :

Luas kolam penampungan : 24 ha (200 x 1200 x 2.5)m<sup>3</sup>

Bentuk *Outlet* : Pintu air aliran bawah

*Output* Model Hec-Ras menunjukkan bahwa debit banjir puncak Kali Kedurus di muara sebesar 28.11 m<sup>3</sup>/dt atau 34.18% Q<sub>20</sub> Kali Kedurus. Untuk mencapai kondisi ini masih harus disertai normalisasi saluran dari P.78 – P.85 (terletak pada 7800 – 8500 m dari muara di Kali Surabaya).

## c. Kondisi 3 :

Luas kolam penampungan : 18 ha (200 x 900 x 2.5)m<sup>3</sup>

Bentuk *Outlet* : Pintu air aliran bawah

*Output* Model Hec-Ras menunjukkan bahwa debit banjir puncak Kali Kedurus di muara sebesar 32.33 m<sup>3</sup>/dt atau 39.17% Q<sub>20</sub> Kali Kedurus. Untuk mencapai kondisi ini masih harus disertai normalisasi saluran dari P.78 – P.85 (terletak pada 7800 – 8500 m dari muara di Kali Surabaya).

## 5.2 SARAN

Hasil penelitian ini dapat digunakan sebagai dasar dari design untuk penanggulangan banjir di sistem drainase Kedurus. Untuk kondisi topografi yang relatif datar lebih disarankan menggunakan *outlet* kolam penampungan berbentuk pintu air aliran bawah. Karena jenis *outlet* ini tidak membutuhkan tinggi ekstra untuk kenaikan permukaan air akibat banjir sehingga tidak perlu membangun tanggul di sekeliling kolam penampungan.

## DAFTAR PUSTAKA

- Andrianie, Novita (2005), *Pengembangan Model Transformasi Hujan-Debit Harian (GR3J)*, Tesis Program Magister MRSA, Institut Teknologi 10 Nopember Surabaya, Surabaya
- Anggrahini (1997), *Hidrolika Saluran Terbuka*, CV. Citra Media, Surabaya
- Anonimous, *HEC-RAS Hydraulic Reference*, US Army Corps of Engineers, Davis, California
- Chow, VT; Nensi Rosalina (1989), *Hidrolika Saluran Terbuka*, PT. Gelora Aksara Pratama, Jakarta
- Cunge, JA; Holly, FM, Jr; A. Verwey (1980), *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*, Pitman, London
- Luknanto Djoko (1991), *Aliran Tak Permanen 1-D untuk Saluran Tunggal*, Yayasan Areina, Yogyakarta
- Luknanto Djoko (2003), *Model Matematika*, PAU Ilmu Teknik, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta
- Mott Mac Donald Cambridge (2000), *Surabaya Drainage Master Plan 2018*, Surabaya
- Resco Nusantara Consultant, PT (2005), *Studi Penanggulangan Banjir Daerah Pematusan Kali Kedurus*, Surabaya
- Sholeh, M (1985), *Hidrologi I*, Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi 10 Nopember Surabaya, Surabaya
- Sri Sidharti, Theresia (1999), *Studi Perubahan Aliran Sungai Akibat Adanya Pengalihan Sebagian Banjir Melalui Sudetan dengan Menggunakan Model Matematik Duflow Studi Kasus K. Welang*, Tesis Program Magister MRSA, Institut Teknologi 10 Nopember Surabaya, Surabaya
- Subramanya K (1995), *Engineering Hydrology, Second Edition*, Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, New Delhi
- Wignyosukarto Budi (1986), *Hidraulika Numerik*, PAU Ilmu Teknik, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Viessman, Warren. Knapp; John W. Lewis; Gary L. Harbaugh and Terence E (1997), *Introduction to Hidrology*, A Dun-Donnelley, New York

Lampiran 1 Analisa *Output* Model Hec-Ras Kondisi Debit Banjir Rencana

Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 85	Max WS	5.74	6.26	46.42	7.13	Luber
P. 84	Max WS	5.83	4.85	46.32	6.8	Luber
P. 83	Max WS	5.04	6.55	46.13	6.8	Luber
P. 82	Max WS	6.51	5.38	45.78	6.79	Luber
P. 81	Max WS	5.19	6.43	45.41	6.76	Luber
P. 80	Max WS	5.2	6.37	45.15	6.75	Luber
P. 79	Max WS	5.01	5.31	44.92	6.73	Luber
P. 78	Max WS	4.56	4.92	44.79	6.42	Luber
P. 77	Max WS	6.3	6.41	44.68	6.35	Luber
P. 76	Max WS	6.31	6.25	44.49	6.34	Luber
P. 75	Max WS	6.12	7.36	44.19	6.32	Luber
P. 74	Max WS	6.23	6.36	43.84	6.3	Luber
P. 73	Max WS	6.14	8.31	44.13	6.28	Luber
P. 72	Max WS	6.17	6.32	53.64	6.22	Luber
P. 71	Max WS	6.09	6.11	53.27	6.2	Luber
P. 70	Max WS	6.17	6.22	52.95	6.12	Tidak Aman
P. 69	Max WS	6.27	6.24	52.58	6.04	Tidak Aman

Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 68	Max WS	6.12	6.09	52.22	5.98	Tidak Aman
P. 67	Max WS	6.1	6.23	51.87	5.95	Tidak Aman
P. 66	Max WS	6.16	6.21	51.46	5.92	Tidak Aman
P. 65	Max WS	5.81	6.03	51.02	5.88	Luber
P. 64	Max WS	6.25	6.31	50.54	5.86	Aman
P. 63	Max WS	6.06	6.07	50.16	5.83	Tidak Aman
P. 62	Max WS	5.78	5.83	49.88	5.69	Tidak Aman
P. 61	Max WS	5.75	6.22	49.66	5.65	Tidak Aman
P. 60	Max WS	5.89	5.97	49.31	5.63	Tidak Aman
P. 59	Max WS	5.99	5.86	48.95	5.61	Tidak Aman
P. 58	Max WS	5.92	5.72	48.61	5.58	Tidak Aman
P. 57	Max WS	5.72	5.82	48.25	5.56	Tidak Aman
P. 56	Max WS	5.52	5.34	52.94	5.5	luber
P. 55	Max WS	6.18	5.63	52.63	5.42	Tidak Aman
P. 54	Max WS	5.69	5.89	52.31	5.33	Aman
P. 53	Max WS	5.4	5.75	51.97	5.24	Tidak Aman
P. 52	Max WS	5.42	5.82	51.63	5.19	Tidak Aman
P. 51	Max WS	5.5	5.55	51.29	5.1	Aman

Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 50	Max WS	5.54	5.41	50.91	5.06	Aman
P. 49	Max WS	5.9	5.49	50.47	5.03	Aman



Lampiran 2 Analisa *Output* Model Hec-Ras Kondisi Debit Banjir Rencana dengan Kolam Penampungan 24 ha dan Dilengkapi *Outlet* Berbentuk Pelimpah

Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 85	Max WS	5.74	6.26	29.61	6.43	Luber
P. 84	Max WS	5.83	4.85	29.53	6.18	Luber
P. 83	Max WS	5.04	6.55	29.39	6.16	Luber
P. 82	Max WS	6.51	5.38	29.14	6.14	Luber
P. 81	Max WS	5.19	6.43	28.88	6.11	Luber
P. 80	Max WS	5.2	6.37	28.7	6.1	Luber
P. 79	Max WS	5.01	5.31	28.54	6.09	Luber
P. 78	Max WS	4.56	4.92	28.45	5.9	Luber
P. 77	Max WS	6.3	6.41	28.39	5.83	Aman
P. 76	Max WS	6.31	6.25	28.3	5.81	Aman
P. 75	Max WS	6.12	7.36	28.18	5.78	Aman
P. 74	Max WS	6.23	6.36	28.04	5.77	Aman
P. 73	Max WS	6.14	8.31	28.1	5.75	Aman
P. 72	Max WS	6.17	6.32	32.22	5.7	Aman
P. 71	Max WS	6.09	6.11	32.07	5.68	Aman
P. 70	Max WS	6.17	6.22	31.95	5.62	Aman

Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 69	Max WS	6.27	6.24	31.81	5.52	Aman
P. 68	Max WS	6.12	6.09	31.68	5.47	Aman
P. 67	Max WS	6.1	6.23	31.55	5.44	Aman
P. 66	Max WS	6.16	6.21	31.39	5.41	Aman
P. 65	Max WS	5.81	6.03	31.24	5.37	Aman
P. 64	Max WS	6.25	6.31	31.06	5.35	Aman
P. 63	Max WS	6.06	6.07	30.92	5.33	Aman
P. 62	Max WS	5.78	5.83	30.81	5.24	Aman
P. 61	Max WS	5.75	6.22	30.73	5.2	Aman
P. 60	Max WS	5.89	5.97	30.6	5.17	Aman
P. 59	Max WS	5.99	5.86	30.47	5.15	Aman
P. 58	Max WS	5.92	5.72	30.35	5.13	Aman
P. 57	Max WS	5.72	5.82	30.23	5.11	Aman
P. 56	Max WS	5.52	5.34	32.79	5.07	Aman
P. 55	Max WS	6.18	5.63	32.68	5.01	Aman
P. 54	Max WS	5.69	5.89	32.57	4.93	Aman
P. 53	Max WS	5.4	5.75	32.46	4.85	Aman
P. 52	Max WS	5.42	5.82	31.86	4.8	Aman

Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 51	Max WS	5.5	5.55	31.86	4.74	Aman
P. 50	Max WS	5.54	5.41	31.86	4.71	Aman
P. 49	Max WS	5.9	5.49	31.85	4.68	Aman

Lampiran 3 Analisa *Output* Model Hec-Ras Kondisi Debit Banjir Rencana dengan Kolam Penampungan 24 ha dan Dilengkapi *Outlet* Berbentuk Pintu Air Aliran Bawah

Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 85	Max WS	6.51	6.51	22	6.03	Luber
P. 84	Max WS	5.83	4.85	21.97	5.87	Luber
P. 83	Max WS	5.04	6.55	21.91	5.85	Luber
P. 82	Max WS	6.51	5.38	21.82	5.82	Luber
P. 81	Max WS	5.19	6.43	21.73	5.8	Luber
P. 80	Max WS	5.2	6.37	21.66	5.79	Luber
P. 79	Max WS	5.01	5.31	21.6	5.78	Luber
P. 78	Max WS	4.56	4.92	21.57	5.63	Luber
P. 77	Max WS	6.3	6.41	21.54	5.58	Aman
P. 76	Max WS	6.31	6.25	21.51	5.55	Aman
P. 75	Max WS	6.12	7.36	21.46	5.53	Aman
P. 74	Max WS	6.23	6.36	21.41	5.52	Aman
P. 73	Max WS	6.14	8.31	21.41	5.5	Aman
P. 72	Max WS	6.17	6.32	24.32	5.45	Aman
P. 71	Max WS	6.09	6.11	24.27	5.44	Aman
P. 70	Max WS	6.17	6.22	24.22	5.38	Aman

Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 69	Max WS	6.27	6.24	24.17	5.28	Aman
P. 68	Max WS	6.12	6.09	24.12	5.23	Aman
P. 67	Max WS	6.1	6.23	24.07	5.2	Aman
P. 66	Max WS	6.16	6.21	24.02	5.17	Aman
P. 65	Max WS	5.81	6.03	23.97	5.13	Aman
P. 64	Max WS	6.25	6.31	23.91	5.11	Aman
P. 63	Max WS	6.06	6.07	23.86	5.09	Aman
P. 62	Max WS	5.78	5.83	23.83	5.01	Aman
P. 61	Max WS	5.75	6.22	23.81	4.97	Aman
P. 60	Max WS	5.89	5.97	23.77	4.94	Aman
P. 59	Max WS	5.99	5.86	23.74	4.92	Aman
P. 58	Max WS	5.92	5.72	23.71	4.91	Aman
P. 57	Max WS	5.72	5.82	23.68	4.88	Aman
P. 56	Max WS	5.52	5.34	24.75	4.85	Aman
P. 55	Max WS	6.18	5.63	24.73	4.79	Aman
P. 54	Max WS	5.69	5.89	24.7	4.72	Aman
P. 53	Max WS	5.4	5.75	24.68	4.65	Aman
P. 52	Max WS	5.42	5.82	24.66	4.6	Aman

Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 51	Max WS	5.5	5.55	24.65	4.54	Aman
P. 50	Max WS	5.54	5.41	24.63	4.51	Aman
P. 49	Max WS	5.9	5.49	24.61	4.48	Aman

Lampiran 4 Analisa *Output* Model Hec-Ras Kondisi Debit Banjir Rencana dengan Kolam Penampungan 18 ha dan Dilengkapi *Outlet* Berbentuk Pintu Air Aliran Bawah

Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 85	Max WS	6.51	6.51	26.11	6.28	Luber
P. 84	Max WS	5.83	4.85	26.1	6.05	Luber
P. 83	Max WS	5.04	6.55	26.07	6.04	Luber
P. 82	Max WS	6.51	5.38	26.02	6.02	Luber
P. 81	Max WS	5.19	6.43	25.97	6	Luber
P. 80	Max WS	5.2	6.37	25.93	5.98	Luber
P. 79	Max WS	5.01	5.31	25.9	5.97	Luber
P. 78	Max WS	4.56	4.92	25.88	5.79	Luber
P. 77	Max WS	6.3	6.41	25.87	5.73	Aman
P. 76	Max WS	6.31	6.25	25.85	5.71	Aman
P. 75	Max WS	6.12	7.36	25.83	5.68	Aman
P. 74	Max WS	6.23	6.36	25.79	5.67	Aman
P. 73	Max WS	6.14	8.31	25.82	5.65	Aman
P. 72	Max WS	6.17	6.32	28.75	5.6	Aman
P. 71	Max WS	6.09	6.11	28.72	5.58	Aman
P. 70	Max WS	6.17	6.22	28.69	5.53	Aman

Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 69	Max WS	6.27	6.24	28.65	5.44	Aman
P. 68	Max WS	6.12	6.09	28.62	5.38	Aman
P. 67	Max WS	6.1	6.23	28.58	5.35	Aman
P. 66	Max WS	6.16	6.21	28.55	5.33	Aman
P. 65	Max WS	5.81	6.03	28.51	5.28	Aman
P. 64	Max WS	6.25	6.31	28.47	5.26	Aman
P. 63	Max WS	6.06	6.07	28.43	5.24	Aman
P. 62	Max WS	5.78	5.83	28.41	5.15	Aman
P. 61	Max WS	5.75	6.22	28.39	5.11	Aman
P. 60	Max WS	5.89	5.97	28.36	5.08	Aman
P. 59	Max WS	5.99	5.86	28.34	5.06	Aman
P. 58	Max WS	5.92	5.72	28.31	5.04	Aman
P. 57	Max WS	5.72	5.82	28.29	5.02	Aman
P. 56	Max WS	5.52	5.34	29.37	4.99	Aman
P. 55	Max WS	6.18	5.63	29.35	4.92	Aman
P. 54	Max WS	5.69	5.89	29.33	4.85	Aman
P. 53	Max WS	5.4	5.75	29.3	4.77	Aman
P. 52	Max WS	5.42	5.82	29.28	4.72	Aman



Nomor Patok	Profil Muka Air	Elev. Tanggul Kiri (m)	Elev. Tanggul Kanan (m)	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Elevasi Muka Air (m)	Kesimpulan
P. 51	Max WS	5.5	5.55	29.26	4.66	Aman
P. 50	Max WS	5.54	5.41	29.24	4.63	Aman
P. 49	Max WS	5.9	5.49	29.22	4.6	Aman

## Lampiran 5 Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana

## Hidrograf Banjir Kali Kedurus Hulu (Q-20)

Jam ke	SCS m <sup>3</sup> /dt	Distribusi Hujan				Q. Banjir m <sup>3</sup> /dt
		0.63	0.16	0.11	0.09	
0	0	-	-	-	-	0.000
1	15.696	9.888	-	-	-	9.890
2	49.900	31.437	7.984	-	-	39.420
2.57	56.070	35.324	8.971	-	-	44.300
3	51.580	32.495	8.252	5.673	-	46.420
4	31.390	19.775	5.022	3.452	2.825	31.080
5	17.940	11.302	2.870	1.973	1.614	17.760
6	11.000	6.930	1.760	1.210	0.990	10.890
7	5.500	3.465	0.880	0.605	0.495	5.450
8	4.100	2.583	0.656	0.451	0.369	4.060
9	2.010	1.266	0.321	0.221	0.180	1.990
10	1.000	0.630	0.160	0.110	0.090	0.990
11	0.750	0.472	0.120	0.082	0.067	0.740
12	0.400	0.252	0.064	0.044	0.036	0.400
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000

## Hidrograf Banjir Side Drain Kiri Up-Stream (Q-20)

Jam ke	SCS m <sup>3</sup> /dt	Distribusi Hujan				Q. Banjir m <sup>3</sup> /dt
		0.63	0.16	0.11	0.09	
0	0.000	-	-	-	-	0.000
1	5.170	3.257	-	-	-	3.257
1.139	5.340	3.364	-	-	-	3.364
2	2.240	1.411	0.358	-	-	1.770
3	0.700	0.441	0.112	0.077	-	0.630
4	0.190	0.120	0.030	0.021	0.017	0.188
5	0.048	0.030	0.008	0.005	0.004	0.048
6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000





Hidrograf Banjir *Side Drain Kiri Mid-Stream Atas (Q-20)*

Jam ke	SCS m <sup>3</sup> /dt	Distribusi Hujan				Q. Banjir m <sup>3</sup> /dt
		0.63	0.16	0.11	0.09	
0	0.000	-	-	-	-	0.000
1	2.160	1.361	-	-	-	1.361
1.91	5.015	3.159	-	-	-	3.159
2	4.915	3.096	0.786	-	-	3.883
3	3.000	1.890	0.480	0.330	-	2.700
4	1.400	0.882	0.224	0.154	0.126	1.386
5	0.650	0.410	0.104	0.072	0.059	0.644
6	0.360	0.227	0.058	0.040	0.032	0.356
7	0.170	0.107	0.027	0.019	0.015	0.168
8	0.080	0.050	0.013	0.009	0.007	0.079
9	0.030	0.019	0.005	0.003	0.003	0.030
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Hidrograf Banjir *Side Drain Kiri Down-Stream (Q-20)*

Jam ke	SCS m <sup>3</sup> /dt	Distribusi Hujan				Q. Banjir m <sup>3</sup> /dt
		0.63	0.16	0.11	0.09	
0	0.000	-	-	-	-	0.000
1	0.660	0.416	-	-	-	0.416
2	2.110	1.329	0.338	-	-	1.667
2.45	2.377	1.498	0.380	-	-	1.878
3	2.180	1.373	0.349	0.240	-	1.962
4	1.330	0.838	0.213	0.146	0.120	1.317
5	0.760	0.479	0.122	0.084	0.068	0.752
6	0.420	0.265	0.067	0.046	0.038	0.416
7	0.230	0.145	0.037	0.025	0.021	0.228
8	0.200	0.126	0.032	0.022	0.018	0.198
9	0.130	0.082	0.021	0.014	0.012	0.129
10	0.040	0.025	0.006	0.004	0.004	0.040
11	0.020	0.013	0.003	0.002	0.002	0.020
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Hidrograf Banjir *Side Drain Kanan Up-Stream* (Q-20)

Jam ke	SCS m <sup>3</sup> /dt	Distribusi Hujan				Q. Banjir m <sup>3</sup> /dt
		0.63	0.16	0.11	0.09	
0	0.000	-	-	-	-	0.000
1	1.534	0.967	-	-	-	0.967
2	4.877	3.073	0.780	-	-	3.853
2.56	5.480	3.452	0.877	-	-	4.329
3	5.040	3.175	0.806	0.554	-	4.536
4	3.069	1.933	0.491	0.338	0.276	3.038
5	2.000	1.260	0.320	0.220	0.180	1.980
6	1.000	0.630	0.160	0.110	0.090	0.990
7	0.537	0.338	0.086	0.059	0.048	0.532
8	0.400	0.252	0.064	0.044	0.036	0.396
9	0.197	0.124	0.032	0.022	0.018	0.195
10	0.100	0.063	0.016	0.011	0.009	0.099
11	0.030	0.019	0.005	0.003	0.003	0.030
12	0.020	0.013	0.003	0.002	0.002	0.020
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Hidrograf Banjir Saluran Kebraon Manis (Q-5)

Jam ke	SCS m <sup>3</sup> /dt	Distribusi Hujan				Q. Banjir m <sup>3</sup> /dt
		0.63	0.16	0.11	0.09	
0	0.000	-	-	-	-	0.000
0.988	6.261	3.944	-	-	-	3.944
1	6.135	3.865	-	-	-	3.865
2	2.000	1.260	0.320	-	-	1.580
3	0.470	0.296	0.075	0.052	-	0.423
4	0.110	0.069	0.018	0.012	0.010	0.109
5	0.025	0.016	0.004	0.003	0.002	0.025



Hidrograf Banjir *Side Drain Kanan Down-Stream (Q-20)*

Jam ke	SCS m <sup>3</sup> /dt	Distribusi Hujan				Q. Banjir m <sup>3</sup> /dt
		0.63	0.16	0.11	0.09	
0	0.000	-	-	-	-	0.000
1	0.650	0.410	-	-	-	0.410
2	3.000	1.890	0.480	-	-	2.370
3	5.070	3.194	0.811	0.558	-	4.563
3.73	5.697	3.589	0.912	0.627	-	5.127
4	5.580	3.515	0.893	0.614	0.502	5.524
5	4.500	2.835	0.720	0.495	0.405	4.455
6	3.200	2.016	0.512	0.352	0.288	3.168
7	2.200	1.386	0.352	0.242	0.198	2.178
8	1.500	0.945	0.240	0.165	0.135	1.485
9	1.000	0.630	0.160	0.110	0.090	0.990
10	0.700	0.441	0.112	0.077	0.063	0.693
11	0.420	0.265	0.067	0.046	0.038	0.416
12	0.300	0.189	0.048	0.033	0.027	0.297
13	0.205	0.129	0.033	0.023	0.018	0.203
14	0.056	0.035	0.009	0.006	0.005	0.055
15	0.100	0.063	0.016	0.011	0.009	0.099
16	0.070	0.044	0.011	0.008	0.006	0.069
17	0.040	0.025	0.006	0.004	0.004	0.040
18	0.030	0.019	0.005	0.003	0.003	0.030
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000





PASCASARJANA  
BIDANG KEAHLIAN MRSA  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
ITS SURABAYA

KETERANGAN GAMBAR

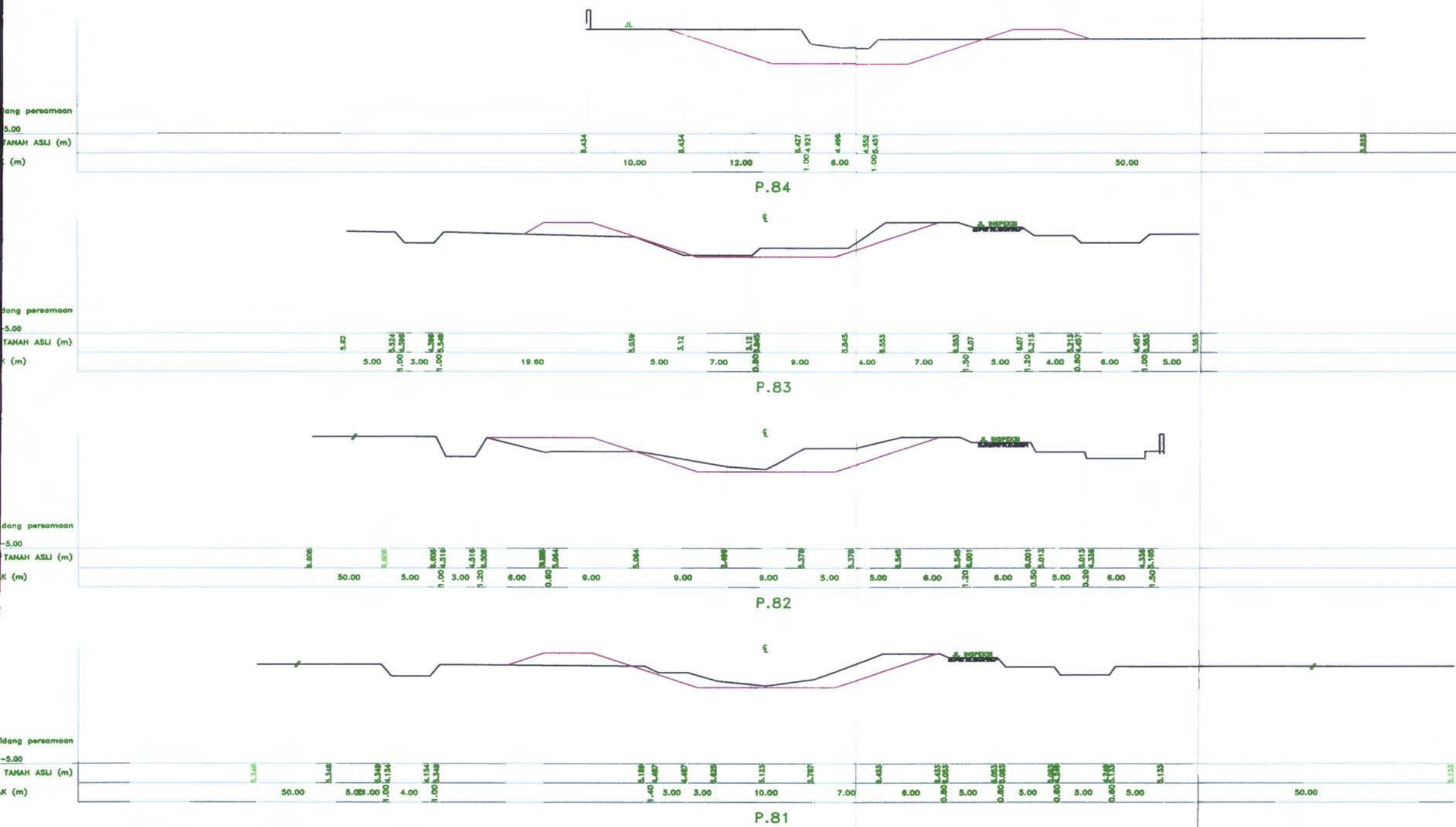
NAMA GAMBAR

LAMPIRAN 6  
NORMALISASI SALURAN  
P. 78 - P. 85

NAMA / NRP MAHASISWA

BAMBANG WINARTA  
3104 205 001

HAL. 139



**KETERANGAN**  
— PERENCANAAN  
— KONDISI EKSTING





## Lampiran 7

**Pencatatan Debit Air di Kali Surabaya**  
**Wilayah Balai PSAWS Buntumg Paketingan**  
**Tahun 2003**

Bulan : Januari

TGL	Industri	PDAM	PA			PDAM	PA			PA			Industri	PA		
	K. SBY	Kr.Pilang	Gunungsari			Ngagel	Jagir			Wonokromo				Gubeng		
	Q	Q	P hulu	P hilir	Q	Q	P hulu	P hilir	Q	P hulu	P hilir	Q	Q	P hulu	P hilir	Q
1	2.373	3.7	4.71	3.29	46.17	4.3	3.24	-0.87	43.09	3.25	2.59	8.52	0.014	2.28	0.24	7.854
2	2.373	3.7	4.69	3.51	94.5	4.3	3.27	-0.22	128.1	3.29	2.45	8.8	0.014	2.27	0.38	11.564
3	2.373	3.7	4.68	3.74	140.3	4.3	3.25	0.99	192.3	3.34	2.61	8.86	0.014	2.28	0.28	9.678
4	2.373	3.7	4.69	3.55	111.8	4.3	3.25	0.47	131.5	3.3	2.56	7.64	0.014	2.28	0.3	7.904
5	2.373	3.7	4.7	3.44	93.31	4.3	3.23	-0.22	100.4	3.29	2.58	8.72	0.014	2.28	0.27	8.122
6	2.373	3.7	4.7	3.36	64.3	4.3	3.28	-0.66	61.71	3.29	2.68	11.46	0.014	2.28	0.4	6.554
7	2.373	3.7	4.7	3.35	54.04	4.3	3.26	-0.75	53.25	3.29	2.7	12.48	0.014	2.29	0.42	12.941
8	2.373	3.7	4.7	3.34	57.54	4.3	3.28	-0.61	61.06	3.3	2.7	11.52	0.014	2.27	0.42	12.565
9	2.373	3.7	4.71	3.35	56.43	4.3	3.27	-0.52	55.05	3.29	2.72	11.6	0.014	2.28	0.38	11.975
10	2.373	3.7	4.7	3.31	41.22	4.3	3.25	0.89	44.6	3.29	2.7	11.94	0.014	2.29	0.41	10.711
11	2.373	3.7	4.71	3.33	40.35	4.3	3.28	-0.81	48.12	3.3	2.66	10.38	0.014	2.28	0.39	11.101
12	2.373	3.7	4.71	3.37	48.03	4.3	3.29	-0.66	60.1	3.27	2.69	11.44	0.014	2.28	0.55	12.626
13	2.373	3.7	4.69	3.34	45.64	4.3	3.26	-0.73	58.25	3.27	2.65	11.08	0.014	2.28	0.39	10.96
14	2.373	3.7	4.7	3.38	66.09	4.3	3.27	-0.32	87.8	3.28	2.65	9.92	0.014	2.28	0.36	11.077

TGL	Industri	PDAM	PA			PDAM	PA			PA			Industri	PA		
	K. SBY	Kr.Pilang	Gunungsari			Ngagel	Jagir			Wonokromo				Gubeng		
	Q	Q	P hulu	P hilir	Q	Q	P hulu	P hilir	Q	P hulu	P hilir	Q	Q	P hulu	P hilir	Q
15	2.373	3.7	4.71	3.22	59.07	4.3	3.26	-0.43	69.94	3.29	2.68	10.88	0.014	2.28	0.38	11.847
16	2.373	3.7	4.7	3.29	37.45	4.3	3.26	-0.94	36.97	3.25	2.69	11.04	0.014	2.29	0.38	11.342
17	2.373	3.7	4.7	3.25	29.93	4.3	3.2	-0.91	19.04	3.25	2.67	10.66	0.014	2.29	0.33	10.529
18	2.373	3.7	4.71	3.28	20.2	4.3	3.25	0.96	13.09	3.28	2.66	10.04	0.014	2.29	0.4	11.317
19	2.373	3.7	4.71	3.28	20.82	4.3	3.26	-1	14.23	3.29	2.71	10.86	0.014	2.29	0.39	11.151
20	2.373	3.7	4.71	3.31	25.81	4.3	3.28	-0.95	25.87	3.31	2.69	10.42	0.014	2.29	0.46	12.359
21	2.373	3.7	4.71	3.33	40.24	4.3	3.25	-0.67	56.94	3.28	2.67	9.88	0.014	2.29	0.36	11.114
22	2.373	3.7	4.71	3.44	74.68	4.3	3.27	-0.15	96.06	3.29	2.69	10.92	0.014	2.29	0.42	12.399
23	2.373	3.7	4.7	3.56	100.9	4.3	3.26	-0.2	137.6	3.3	2.7	10.62	0.014	2.29	0.37	12.654
24	2.373	3.7	4.69	3.52	100.9	4.3	3.26	-0.23	118.8	3.34	2.71	10.22	0.014	2.29	0.38	12.179
25	2.373	3.7	4.69	3.9	103.5	4.3	3.26	1.26	219.6	3.41	2.78	12.42	0.014	2.28	0.48	13.88
26	2.373	3.7	4.69	3.47	79.72	4.3	3.27	-0.38	99.9	3.34	2.68	10.64	0.014	2.28	0.36	10.895
27	2.373	3.7	4.69	3.38	59.37	4.3	3.24	-0.48	70.17	3.28	2.68	10.48	0.014	2.29	0.38	10.366
28	2.373	3.7	4.71	3.39	78	4.3	3.3	-0.32	99.34	3.33	2.7	10.7	0.014	2.28	0.41	11.524
29	2.373	3.7	4.7	3.55	90.54	4.3	3.31	-0.3	112.4	3.36	2.68	9.6	0.014	2.28	0.37	11.287
30	2.373	3.7	4.71	3.49	81.6	4.3	3.28	0.21	108	3.33	2.68	9.28	0.014	2.28	0.45	11.846
31	2.373	3.7	4.69	3.46	82.44	4.3	3.26	-0.32	104.7	3.33	2.69	9.86	0.014	2.29	0.35	10.212

**Pencatatan Debit Air di Kali Surabaya**  
**Wilayah Balai PSAWS Buntumg Paketingan**  
**Tahun 2003**

**Bulan : Februari**

TGL	Industri	PDAM	PA			PDAM	PA			PA			Industri	PA		
	K. SBY	Kr.Pilang	Gunungsari			Ngagel	Jagir			Wonokromo				Gubeng		
	Q	Q	P hulu	P hilir	Q	Q	P hulu	P hilir	Q	P hulu	P hilir	Q	Q	P hulu	P hilir	Q
1	2.373	3.7	4.72	3.51	783.7	4.357	3.29	0.3	109.3	3.32	2.7	10.02	0.014	2.29	0.36	9.747
2	2.373	3.7	4.71	3.7	119.8	4.357	3.28	0.9	150.4	3.36	2.72	9.96	0.014	2.29	0.36	10.021
3	2.373	3.7	4.71	3.64	106.4	4.357	3.3	0.67	135.8	3.35	2.7	9.64	0.014	2.29	0.38	10.392
4	2.373	3.7	4.7	3.64	120	4.357	3.27	0.57	137.1	3.36	2.69	9.78	0.014	2.28	0.43	11.491
5	2.373	3.7	4.7	3.48	69.52	4.357	3.16	-0.44	76.75	3.33	2.69	9.96	0.014	2.28	0.37	10.661
6	2.373	3.7	4.69	3.35	53.02	4.357	3.27	-0.75	54.23	3.3	2.64	9.22	0.014	2.28	0.3	9.513
7	2.373	3.7	4.7	3.39	60.85	4.357	3.26	-0.64	62.85	3.3	2.49	10.02	0.014	2.29	0.35	10.057
8	2.373	3.7	4.71	3.33	46.52	4.357	3.26	-0.82	50.72	3.29	2.68	9.44	0.014	2.28	0.32	9.531
9	2.373	3.7	4.71	3.36	48.7	4.357	3.26	-0.56	65.77	3.27	2.68	9.8	0.014	2.29	0.3	8.879
10	2.373	3.7	4.7	3.51	73.07	4.357	3.26	0.18	114.4	3.28	2.71	8.94	0.014	2.29	0.43	10.95
11	2.373	3.7	4.7	3.35	46.57	4.357	3.24	-0.43	67.59	3.25	2.63	8.36	0.014	2.28	0.28	7.909
12	2.373	3.7	4.71	3.33	40	4.357	3.25	-0.65	50.4	3.28	2.64	8.48	0.014	2.29	0.24	7.225
13	2.373	3.7	4.72	3.36	46.2	4.357	3.25	-0.48	70.78	3.29	2.63	7.86	0.014	2.29	0.28	7.464
14	2.373	3.7	4.72	3.55	84	4.357	3.27	-0.62	120.9	3.32	2.64	8.14	0.014	2.28	0.34	8.979
15	2.373	3.7	4.69	3.85	165.9	4.357	3.23	1.63	234.1	3.33	2.71	10.52	0.014	2.29	0.39	11.235

TGL	Industri	PDAM	PA			PDAM	PA			PA			Industri	PA		
	K. SBY	Kr.Pilang	Gunungsari			Ngagel	Jagir			Wonokromo				Gubeng		
	Q	Q	P hulu	P hilir	Q	Q	P hulu	P hilir	Q	P hulu	P hilir	Q	Q	P hulu	P hilir	Q
16	2.373	3.7	4.7	3.85	168.2	4.357	3.24	1.36	209.4	3.34	2.76	10.8	0.014	2.29	0.37	10.752
17	2.373	3.7	4.7	3.67	118.2	4.357	3.24	0.85	150.1	3.31	2.77	10.94	0.014	2.29	0.41	12.531
18	2.373	3.7	4.7	3.65	108.7	4.357	3.3	0.55	143.9	3.36	2.74	10.8	0.014	2.29	0.44	12.385
19	2.373	3.7	4.69	3.78	164.3	4.357	3.27	1.12	184.2	3.36	2.73	11.12	0.014	2.29	0.42	11.085
20	2.373	3.7	4.69	3.55	101.7	4.357	3.25	0.2	118.1	3.31	2.72	11.4	0.014	2.29	0.44	11.387
21	2.373	3.7	4.7	3.42	72.45	4.357	3.26	-0.37	76.83	3.27	2.69	11.26	0.014	2.29	0.44	11.387
22	2.373	3.7	4.71	3.34	53.34	4.357	3.27	-0.65	54.51	3.28	2.7	11.32	0.014	2.28	0.41	10.988
23	2.373	3.7	4.71	3.34	44.44	4.357	3.3	-0.94	34.74	3.29	2.7	11.44	0.014	2.29	0.39	11.097
24	2.373	3.7	4.7	3.32	39.5	4.357	3.26	-0.97	31.08	3.28	2.7	11.24	0.014	2.29	0.41	11.194
25	2.373	3.7	4.7	3.31	42.03	4.357	3.25	-0.88	32.86	3.29	2.7	11.44	0.014	2.29	0.39	11.294
26	2.373	3.7	4.71	3.31	41.82	4.357	3.28	-0.95	31.67	3.29	2.7	11.44	0.014	2.29	0.4	11.243
27	2.373	3.7	4.71	3.37	52.72	4.357	3.3	-0.96	45.06	3.29	2.7	11.48	0.014	2.29	0.4	11.781
28	2.373	3.7	4.69	3.41	77.94	4.357	3.27	-0.47	82.92	3.29	2.7	11.24	0.014	2.29	0.4	11.568
29																
30																
31																

